

4303/TE/H/91 ✓

PERPUSTAKAAN	
ITS	
	25 SEP 1991
Tanggal	H.
No. Angkutan	1026 / TA.

# TUGAS AKHIR

## STUDI POTENSI SUNGAI SERAYU UNTUK PLTA RAWALO



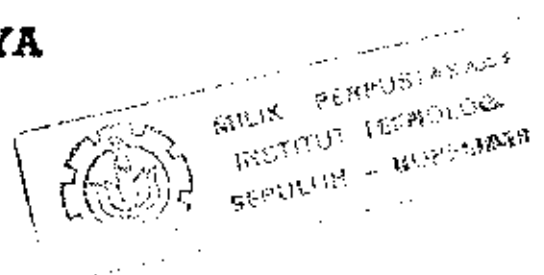
PSC  
627.12  
Arif  
S-1  
1991

Disusun oleh :

Syamsul Arifin

3883100713

BIDANG STUDI HIDROTEKNIK  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
1991

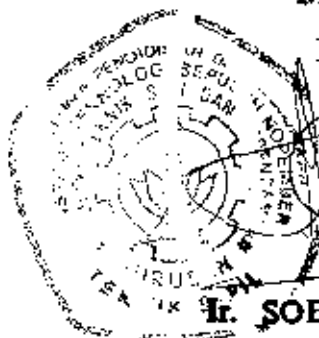
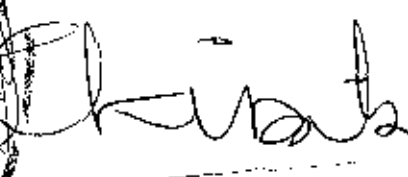


# **TUGAS AKHIR**

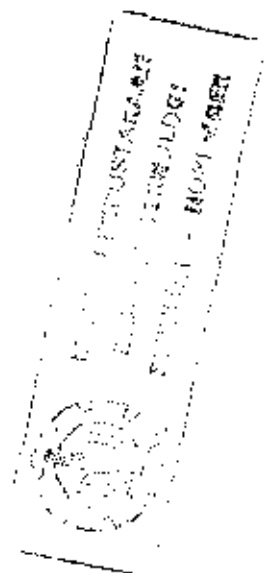
## **STUDI POTENSI SUNGAI SERAYU UNTUK PLTA RAWALO**

**Mengetahui/Menyetujui**

**Dosen Pembimbing**



**Ir. SOEKIBAT RUDI SOESANTO**



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
PERPUSTAKAAN

**BIDANG STUDI HIDROTEKNIK  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
1991**

## ABSTRAK

## STUDI POTENSI SUNGAI SERAYU UNTUK PLTA RAWALO

Syamsul Arifin

Teknik Sipil, 3883100713, JULI 1991

Pembimbing : Ir. Soekibat Rudi Soesanto

Sungai Serayu pada bagian hilir tepatnya di Kecamatan Rawalo debit airnya melimpah dan mengalir sepanjang tahun dan pada bagian hilir ini terdapat tiga daerah irigasi yang airnya diambil dari sungai Serayu dengan pengambilan pompa. Dalam rencana pembangunan Serayu Barrage sebagai pengganti pompa irigasi dan pembangkit listrik, perlu di studi untuk menentukan pembangunan proyek Serayu Barrage ini menguntungkan atau tidak.

Dalam studi ini akan dibahas, berapa debit optimal yang dapat dimanfaatkan untuk PLTA Rawalo, setelah debit optimal diperoleh kemudian dengan debit optimal ini digunakan untuk mendimensi fasilitas pembangkit. Kemudian untuk menentukan proyek Serayu Barrage ini menguntungkan atau tidak diadakan analisa ekonomi teknik.

Sebagai hasil akhir dari studi ini diperoleh kesimpulan :

	kanan	kiri
- Debit pembangkit maximum ( $m^3/dt$ )	: 191,67	25
- Net head (m)	: 8,32	3,06
- Kapasitas terpasang (MW)	: 13,75	0,6597
- Produksi energi (MWh) :		
- primer	: 0,0	2311,8
- sekunder	: 72270	3456,4
- Dari analisa ekonomi teknik diperoleh :		
- suku bunga = 12%		
- BCR = 1,33		
- IRR = 15,45%		

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT, yang telah memberikan bimbingan dan karunianya, sehingga penyusun telah dapat menyelesaikan tugas akhir ini. Tugas akhir ini disusun untuk memenuhi kurikulum jurusan Teknik Sipil FTSP - ITS Surabaya, sebagai syarat untuk menyelesaikan jenjang pendidikan S1.

Dalam tugas akhir ini, penyusun membahas tentang potensi sungai Serayu untuk PLTA Rawalo.

Dalam kesempatan ini penyusun ingin menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada dosen pembimbing yaitu :

Bapak Ir. Soekibat Rudi Soesanto

yang telah mengorbankan waktunya untuk memberikan bimbingan dalam penyusunan tugas akhir ini.

Tak lupa penyusun sampaikan terima kasih kepada :

1. Orang tua, yang telah banyak memberikan dorongan moril maupun materiel.
2. Ibu Ir. Anggrahini MSc, selaku ketua bidang studi Hidroteknik dan dekan FTSP - ITS yang telah memberikan bimbingan dan pengarahan dalam penyusunan proposal tugas akhir ini.
3. Bapak Ir. Drs. H. Soemartono Dipl HE, dari PPE - PLN beserta keluarga yang telah memberikan fasilitas untuk memperoleh data-data yang kami perlukan dalam penyusunan tugas akhir ini.

4. Bapak Ir. Soegianto, Ka Bag perencanaan PIKIDRO Jawa Tengah.
5. Para dosen Hidroteknik FTSP - ITS.
6. Sahabatku Irra Indira Kustanrina, Totong Yueniar Soeprastowo, dan semua pihak yang telah banyak memberikan bantuan dan dorongan dalam penyelesaian tugas akhir ini.

Penyusun menyadari bahwa laporan tugas akhir ini masih banyak kekurangannya.

Akhir kata penyusun berharap semoga laporan tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi pihak yang memerlukannya, khususnya bagi penyusun sendiri.

Surabaya, Juli 1991

Penyusun

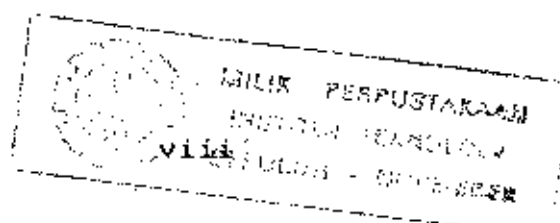
## DAFTAR ISI

	Halaman
ABSTRAK .....	iv
KATA PENGANTAR .....	v
DAFTAR ISI .....	vii
DAFTAR TABEL .....	x
DAFTAR GAMBAR .....	xii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar belakang .....	1
1.2. Permasalahan .....	2
1.3. Maksud dan tujuan .....	2
1.4. Ruang lingkup pembahasan .....	3
BAB II KONDISI DAERAH STUDI	
2.1. Geografi dan land use .....	1
2.2. Sosial ekonomi .....	3
2.2.1. Perkembangan penduduk .....	3
2.2.2. Gross regional domestic product .....	3
BAB III DATA DASAR STUDI DAN ANALISA	
3.1. Topografi .....	1
3.1.1. Alternatif letak dam .....	1
3.2. Geologi .....	5
3.2.1. Daerah dam site .....	5
3.2.1.1. Dam site alternatif I .....	5
3.2.1.2. Dam site alternatif II .....	8
3.2.2. Daerah reservoar .....	10
3.2.3. Material konstruksi .....	11

3.3. Hidrologi .....	18
3.3.1. Analisa low flow .....	18
3.3.1.1. Lengkung debit .....	19
3.3.1.2. Debit andalan .....	20
3.3.2. Analisa debit banjir .....	24
3.3.2.1. Analisa frekwensi debit banjir .	24
3.3.2.2. Test kesesuaian distribusi data debit .....	31
3.3.2.3. Analisa debit banjir dengan metode hidrograph satuan .....	35
3.3.2.3.1. Perhitungan curah hujan rata-rata daerah aliran .....	35
3.3.2.3.2. Perhitungan curah hujan rencana .....	39
3.3.2.3.3. Perhitungan curah hujan efektif dan ditribusi jam-jaman .....	44
3.3.2.3.4. Perhitungan debit banjir dengan metode hidrograph satuan sintetis .....	46
3.3.3. Analisa sedimen .....	53

#### BAB IV PRA PERENCANAAN HIDROLIS PLTA

4.1. Penentuan alternatif lokasi dan .....	1
4.2. Penentuan type pengembangan PLTA .....	2
4.3. Penentuan debit pembangkit .....	4
4.4. Lengkung kapasitas dan luas genangan .....	8



4.5.	Penentuan tinggi muka air operasi .....	11
4.5.1.	Penentuan elevasi intake .....	11
4.5.2.	Penentuan elevasi muka air operasi minimum .....	11
4.5.3.	Penentuan elevasi muka air operasi maximum .....	12
4.6.	Fasilitas pembangkit .....	14
4.6.1.	Gated diversion weir .....	14
4.6.2.	Stilling basin .....	19
4.6.3.	Intake .....	20
4.6.4.	Sandtrap .....	23
4.6.5.	Penstock .....	26
4.6.6.	Perhitungan tinggi jatuh efektif .....	30
4.6.7.	Turbin air .....	48
4.6.8.	Power house .....	59
4.7.	Perhitungan energi .....	64
BAB V	ANALISA EKONOMI TEKNIK	
5.1.	Umum .....	1
5.2.	Perhitungan biaya pembangunan PLTA .....	1
5.3.	Perhitungan arus biaya .....	12
5.4.	Perhitungan arus keuntungan .....	12
5.5.	Kriteria investasi yang digunakan .....	18
BAB VI	KESIMPULAN DAN PENUTUP	
6.1.	Kesimpulan .....	1
6.2.	Penutup .....	4
DAFTAR PUSTAKA		
LAMPIRAN		



## DAFTAR TABEL

TABEL	HALAMAN
2.1.1. Land use pada bagian hulu daerah studi .....	2
2.2.1. GRDP dan income per capita Jawa tengah .....	4
3.3.1. Debit rata-rata bulanan sungai Serayu di Rawalo .....	21
3.3.2. Perhitungan debit andalan PLTA Rawalo .....	22
3.3.3. Reduced mean ( $Y_n$ ) dan Reduced standard deviasi ( $S_n$ ) dari distribusi gumbel .....	27
3.3.4. Harga $K_z$ dari distribusi log pearson type III .....	28
3.3.5. Perhitungan frekwensi debit banjir .....	29
3.3.6. Hasil perhitungan debit banjir dengan metode gumbel ...	30
3.3.7. Hasil perhitungan debit banjir dengan metode log pearson type III .....	30
3.3.8. Pengujian kesesuaian distribusi debit .....	33
3.3.9. Harga kritis ( $\Delta cr$ ) dari smirnov kolmogorov .....	34
3.3.10. Perhitungan curah hujan maximum rata-rata daerah aliran .....	37
3.3.11. Pengujian kesesuaian ditribusi hujan .....	42
3.3.12. Perhitungan frekwensi hujan dengan metode gumbel .....	43
3.3.13. Perhitungan hujan efektif dan distribusi hujan jam-jaman .....	45
3.3.14. Perhitungan hidrograph banjir dengan periode ulang 2 tahun .....	49
3.3.15. Perhitungan hidrograph banjir dengan periode ulang 50 tahun .....	50
3.3.16. Perhitungan hidrograph banjir dengan periode ulang 100 tahun .....	51

3.3.17. Perhitungan hubungan debit air dan debit sedimen .....	54
3.3.18. Perhitungan debit sedimen .....	56
4.3.1. Perhitungan skala pengembangan optimal pembangkit kiri .	6
4.3.2. Perhitungan skala pengembangan optimal pembangkit kanan .....	7
4.4.1. Perhitungan lengkung kapasitas waduk .....	9
4.6.1. Koefisien kehilangan tinggi akibat gradual ekspansi dan gradual kontraksi .....	37
5.2.1. Data index harga dan faktor eskalasi .....	11
5.3.1. Jadwal pengeluaran biaya PLTA Rawalo .....	12
5.5.1. Perhitungan BCR dan IRR PLTA Rawalo .....	21

## DAFTAR GAMBAR

GAMBAR	HALAMAN
2.1.2. Lokasi PLTA Rawalo .....	5
3.1.1. Lay out as dam alternatif I .....	3
3.1.2. Lay out as dam alternatif II .....	4
3.2.1. Peta geologi daerah dam site .....	13
3.2.2. Penampang geologi as dam alternatif I .....	14
3.2.3. Penampang geologi as dam alternatif II .....	15
3.2.4. Peta geologi reservoir .....	16
3.2.5. Peta lokasi material konstruksi .....	17
3.3.1. Duration curve PLTA Rawalo .....	23
3.3.2. Peta lokasi stasiun hujan .....	38
3.3.3. Hidrograf banjir dengan periode ulang 2, 50, 100 tahun	
4.4.1. Lengkung kapasitas dan luas genangan waduk .....	10
4.6.1. Hubungan tinggi tekan dengan debit untuk bentuk pelimpah standard WES .....	18
4.6.2. Koefisien debit untuk pintu vertikal .....	22
4.6.3. Hubungan kecepatan pengendap dan diameter butir .....	24
4.6.4. Rating curve tailrace .....	32
4.6.5. Koefisien intrace loss .....	33
4.6.6. Koefisien bentuk batang .....	34
4.6.7. Koefisien bentuk pilar .....	35
4.6.8. Koefisien gradual contraction loss .....	41
4.6.9. Diagram Moody .....	43

4.6.10. Koefisien kehilangan tinggi akibat percabangan .....	46
4.6.11. Koefisien kavitasi, tekanan atmosfir, tekanan uap .....	56
5.2.1. Analisa trend untuk price index lokal dan foregn currency .....	10



## B A B I

### P E N D A H U L U A N

#### 1.1. LATAR BELAKANG

Kebutuhan listrik di Indonesia meningkat sangat pesat dari tahun ke tahun. Peningkatan tenaga dan daya yang diperlukan hampir 100% tiap pelita. Untuk memenuhi kebutuhan tersebut maka perlu dibangun pusat-pusat pembangkit tenaga listrik yang cukup memadai, dimana diperlukan sumber daya primer, diantaranya berasal dari tenaga minyak bumi, air, batubara dan sebagainya.

Karena keterbatasan sumber tenaga minyak bumi, maka pemanfaatan tenaga air menjadi penting. Hal ini sesuai dengan pola kebijaksanaan energi dari pemerintah yaitu mengadakan diversifikasi energi dengan pemanfaatan dan pengembangan sumber energi alam selain minyak bumi, sekaligus menunjang perbaikan konservasi air. Salah satu sumber daya air yang mempunyai potensi dikembangkan untuk berbagai keperluan, diantaranya untuk PLTA Rawalo adalah sungai Serayu dengan panjang sungai 143,0 km dan mempunyai catchment area  $\pm 3700 \text{ km}^2$ .

#### 1.4. RUANG LINGKUP PEMBAHASAN

Sesuai dengan tujuan studi seperti yang telah disebutkan diatas, maka dalam studi ini akan dibahas hal-hal sebagai berikut :

\* Analisa hidrologi untuk :

- memperkirakan air yang tersedia terutama pada musim kemarau
- memperkirakan banjir rencana

\* Tinjauan dam site atas pertimbangan :

- topografi
- Geologi

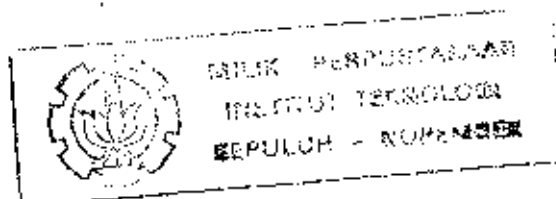
\* Pemilihan type dam dan bangunan sarana pembangkit yang lain

\* Pemilihan alternatif yang paling menguntungkan , dalam pengoperasian PLTA berdasarkan pertimbangan ekonomi seperti :

- Penentuan ketinggian maksimum dan ketinggian minimum operasi
- Pemilihan jam operasi

\* Mengadakan analisa ekonomi dari alternatif yang dipilih

Dalam pembahasan ini akan dilakukan perhitungan-perhitungan berdasarkan rumus-rumus, anggapan-anggapan dan analisa yang lazim dipakai.



## B A B II

### KONDISI DAERAH STUDI

#### 2.1. GEOGRAFI DAN LAND USE

PLTA Rawalo adalah PLTA yang akan memanfaatkan aliran sungai Serayu, yaitu terletak di desa Jambah Negara kecamatan Rawalo kabupaten Banyumas. Daerah aliran sungai Serayu terletak pada bagian selatan dari propinsi Jawa Tengah, yaitu sebagian besar terletak di kabupaten Kedu. Sungai Serayu juga melalui kabupaten Banjarnegara, Purbalingga Banyumas sebagian Cilacap dan Wonosobo (gambar 2.1.1).

Sungai Serayu yang catchment area  $\pm 3700 \text{ km}^2$  umumnya mengalir ke arah barat daya dari mata airnya di dataran tinggi Dieng sebelah utara Wonosobo dan bermuara di Samudra Indonesia dekat Cilacap. Di sebelah utara dari batas daerah aliran terdapat pegunungan yang relatif rendah yang memanjang dari timur ke barat. Pada daerah terdapat beberapa puncak vulcanic yang tingginya lebih dari 3000 m dan yang paling tinggi adalah gunung Slamet dengan elevasi 3432 m. Daerah perbukitan memanjang dari selatan ke timur yang memisahkan daerah aliran dengan pantai.

Sebagaimana pulau jawa pada umumnya iklim pada daerah studi adalah panas dan basah (85% - 97%) dengan temperatur yang bervariasi sangat kecil sepanjang tahun ( $25^{\circ}$  -  $27^{\circ}$ ), tinggi hujan tahunan  $\pm 3000 \text{ mm}$ . Iklim pada daerah aliran sungai Serayu adalah

iklim tropis yang terdiri dari 2 musim yaitu musim hujan (Oktober - April) dan musim kemarau (Mei - September).

Kondisi sungai Serayu tidak berbeda dengan sungai lain di pulau Jawa, yaitu penduduknya relatif padat dan pada umumnya sektor pertanian adalah sektor yang terpenting.

Dari laporan Discription Serayu Project yang berdasarkan pada peta land use tahun 1975 yang diterbitkan Direktorat Pertanian, tata guna tanah pada bagian up stream daerah studi disajikan dalam tabel 2.1.1 sebagai berikut :

TABEL 2.1.1. LAND USE PADA UP STREAM DAERAH STUDI

No	LAND USE	LUAS (km <sup>2</sup> )	PROSENTASE (%)
1	Desa, perbukitan	154,5	42,0
2	Sawah 2 kali panen	71,4	19,4
3	Sawah 1 kali panen	-	-
4	Semak belukar	128,1	34,8
5	Lain-lain	14,0	3,8
	TOTAL	368,0	100,0

Sumber : (2)



## 2.2. SOSIAL EKONOMI

### 2.2.1. PERKEMBANGAN PENDUDUK

Kabupaten Banyumas, dimana catchment area Rawalo terletak, berdasarkan data statistik tahun 1984 mempunyai penduduk 1.266.872 jiwa dengan kepadatan 953 jiwa per km<sup>2</sup>. Penduduk daerah studi juga sangat padat, hal ini sangat menyulitkan untuk mengelola pengaturan air. Pertumbuhan rata-rata penduduk daerah Banyumas meningkat dari tahun 1980 - tahun 1983 sebagai berikut : 1,00% ; 0,93% ; 1,22% ; 3,48%.

Untuk mengurangi laju pertumbuhan penduduk tersebut, telah diadakan program keluarga berencana dan transmigrasi penduduk ke pulau lain yang penduduknya masih jarang.

### 2.2.2. GROSS REGIONAL DOMESTIC PRODUCT (GRDP) DAN INCOME PER CAPITA

Pertumbuhan GRDP di Jawa Tengah pada tahun 1979 - tahun 1982 adalah : 5%, 8%, 10%. Sektor pertanian adalah yang terpenting kemudian diikuti sektor perdagangan. Prosentase pendapatan regional dari sektor pertanian dan perdagangan masing-masing adalah 34,14% dan 21,17%.

Total GRDP dan income per capita propinsi Jawa Tengah dari tahun 1979 - tahun 1982 dapat dilihat pada tabel 2.2.1.

TABEL 2.2.1. GRDP DAN INCOME PER CAPITA JAWA TENGAH

ITEM	1979	1980	1981	1982
GRDP (Rp $\times 10^6$ )	2.845.575,69	3.741.036,57	4.994.942,21	5.726.662,68
PENDUDUK ( $\times 10^3$ )	24.694,00	25.373,00	25.756,00	26.048,00
INCOME PER CAPITA (Rp)	115.233,00	147.443,00	193.993,00	219.850,00

Sumber : (2)

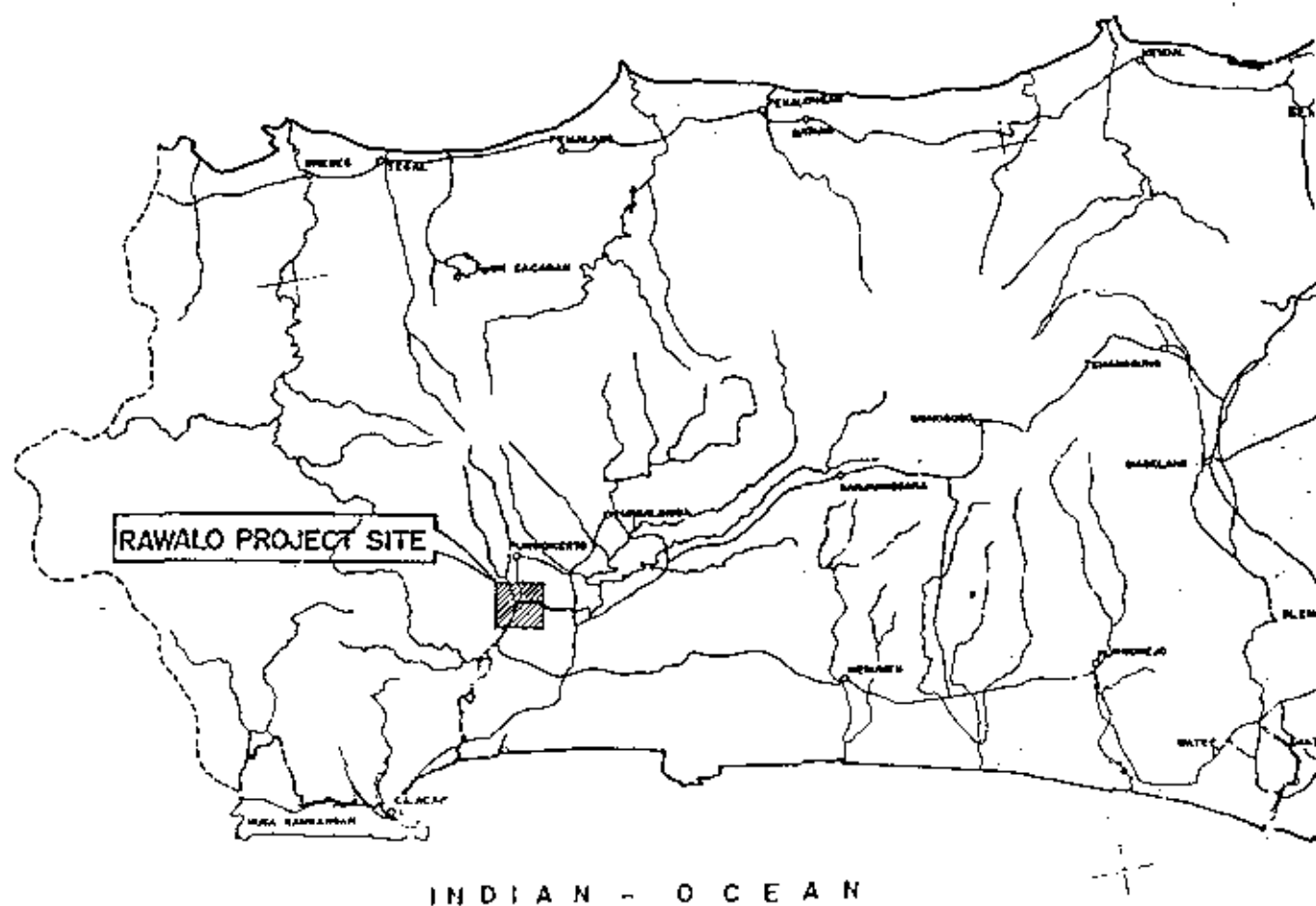
GAMBAR 2.12. Lokasi PLTA Rawalo

109°

110°



J A W A - S E A



8°

## B A B III

### DATA-DATA DASAR STUDI DAN ANALISA

#### 3.1. TOPOGRAFI

Letak dam yang diusulkan dekat desa Jambak Negara dengan koordinat  $\pm 7^{\circ}30'$  LS dan  $109^{\circ}11'$  BT yaitu pada bagian sungai yang lurus. Letak as dam mempunyai 2 alternatif.

##### 3.1.1. ALTERNATIF LETAK AS DAM

###### *ALTERNATIF I (GAMBAR 3.1.1)*

Dam terletak  $\pm 1,5$  km di sebelah hilir sungai Logawa dan sungai Banjaran (anak sungai Serayu). Pada bagian ini kemiringan dasar sungai sangat landai dan lembah sungai mempunyai bentuk yang tidak teratur dengan permukaan yang bergelombang. Lebar aliran sungai  $\pm 95,6$  m dengan kedalaman maximum  $\pm 15$  m. Elevasi maximum yang dapat dikembangkan sebagai bendung rendah adalah  $\pm 16$  m diatas muka air laut (karena pada bagian up stream bendung alternatif I dan II ada jembatan kereta api dan jembatan jalan raya yang relatif masih baru dengan elevasi abutment + 18,4 m) dengan elevasi dasar sungai + 5,80 m.

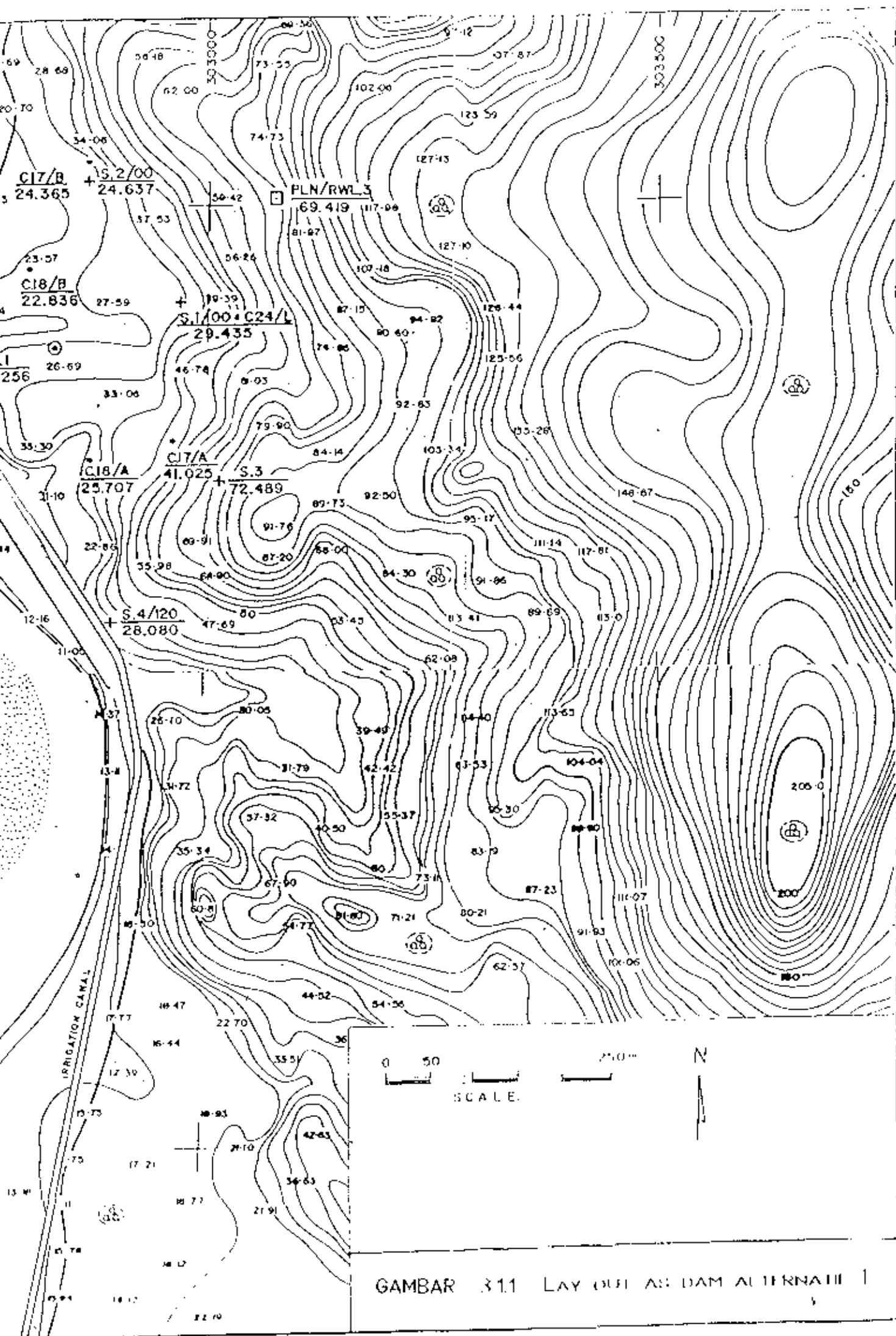
*ALTERNATIF II (GAMBAR 3.1.2)*

Dam terletak  $\pm 2$  km sebelah hilir alternatif I dengan keadaan topografi yang hampir sama dengan alternatif I.

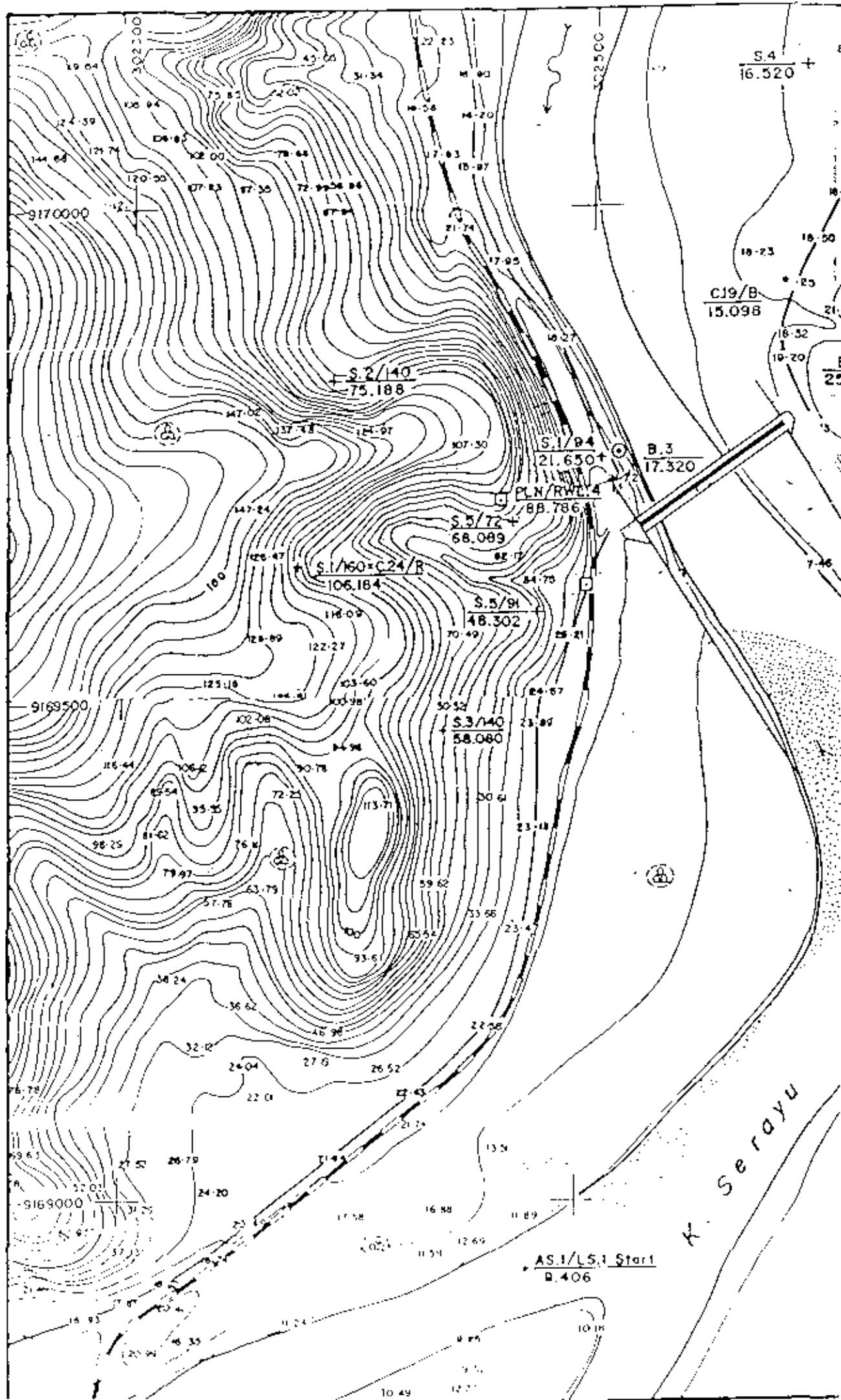
Pada umumnya perbukitan yang ada di sekitar dam site terdiri dari tanah tinggi yang di tumbuh rumput-rumputan, semak belukar dan desa.

Data-data keadaan topografi untuk kedua alternatif disajikan sebagai berikut :

	ALTERNATIF I	ALTERNATIF II
- Kemiringan dasar sungai	0,0004	0,0004
- Lebar dasar sungai (m)	95,60	92,00
- Elevasi dasar sungai (m)	5,80	5,00
- Elevasi maxi pada tebing kiri (m)	100,00	75,00
- Elevasi max pada tebing kanan (m)	100,00	100,00
- Volume tampungan ( $10^6 \text{ m}^3$ )	10,53	8,70
- Luas reservoar ( $\text{km}^2$ )	3,90	3,20

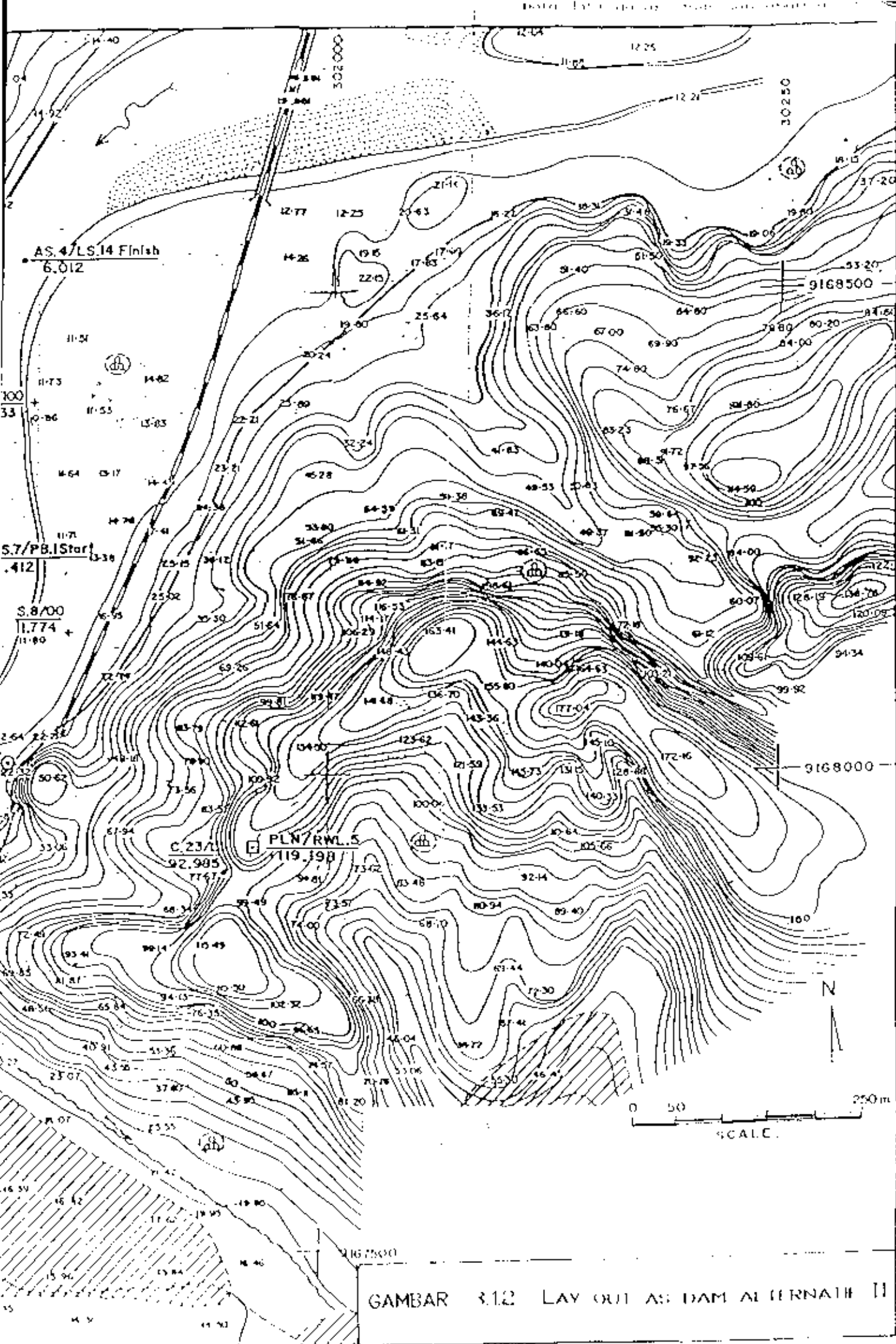


GAMBAR 3.11 LAY OUT AS DAM ALTERNATE 1









### 3.2. GEOLOGI

#### 3.2.1. DAERAH DAM SITE

Dam alternatif I dan II direncanakan sebagai dam dengan head rendah dengan bahan dari beton, karena itu stasiun pembangkit (power house) dan pelimpah (spillway) menjadi satu kesatuan dengan struktur dam. Penyelidikan geologi dilakukan di dam site alternatif I dan II (gambar 3.2.1).

##### 3.2.1.1. DAM SITE ALTERNATIF I (GAMBAR 3.2.2)

###### 1. DAM SITE DAN SPILLWAY

Dam site alternatif I terletak pada lembah sungai Serayu yang berbentuk U. Kemiringan lembah bersudut  $8^{\circ}$  -  $13^{\circ}$  dengan lebar dan kedalaman sungai masing-masing 75 m dan 4 m.

Berdasarkan data geologi yang diperoleh dari pengeboran, pemetaan geologi dan penyelidikan seisme, diperoleh data-data sebagai berikut :

###### *LAPISAN ATAS (OVER BURDEN)*

Over burden ditutupi oleh lapisan hasil penguraian (batuan grade D) dan berisi deposit alluvial. Tebal zone pelapukan 1 - 1,35 m yang mempunyai cepat rambat getaran (seismic) 0,2 - 0,7 km/dt. Tebal deposit alluvial mencapai 32,4 m. Deposit alluvial ini terdiri dari kerikil, pasir, lanau dan dari standard penetrasi

test (SPT) menunjukkan harga  $N = 3 - 11$  untuk kedalaman  $0 - 17$  m dan  $N > 44$  untuk kedalaman  $> 17$  m, hal ini menunjukkan bahwa untuk kedalaman  $> 17$  m deposit sungai menjadi lebih padat. Dari test permeabilitas harga koefisien permeabilitas dari alluvial ini bervariasi antara  $10^{-4}$  m/dt -  $10^{-3}$  m/dt, pada kedalaman  $0 - 10$  m harga  $K = 10^{-6}$  m/dt. Cepat rambat gelombang pada batuan alluvial ini diperkirakan 1,1 km/dt.

#### BATUAN DASAR (BED ROCK)

Kondisi batuan dasar sepanjang as dam alternatif I dapat di ikhtisarkan sebagai berikut :

##### \* PADA TEBING KIRI

Material dekomposisi (hasil pelapukan) setebal 2,5 m dan batuan dasar terdiri dari carbouaceus claystone dari kedalaman 2,5 - 18,9 m dan selebihnya batuan andesit.

Batuan Carbouaceus mempunyai harga RQD (kadar pengumpulan inti)  $\pm 0\%$  (inti pecah). Dari test permeabilitas pada kedalaman 2,5 - 11,5 m memberikan harga  $K = 10^{-3} - 10^{-5}$  m/dt. Dari penyelidikan seismic batuan carbouaceus claystone mempunyai cepat rambat getaran 1,7 - 2,2 km/dt.

Batuan lava breksi andesit mempunyai harga RQD 65 - 95% kecuali pada kedalaman 27 - 29 m yang mempunyai harga RQD 0% (inti pecah), koefisien permeabilitas batuan lava breksi andesit  $\pm 10^{-6}$  cm/dt, cepat rambat getaran 4,2 km/dt.

#### \* PADA TENGAH-TENGAH AS DAM

Deposit alluvial sungai mencapai kedalaman 32,4 m. Batuan dasarnya carbouaceus claystone dengan inti pecah dan koefisien permeabilitas  $K = 10^{-5} - 10^{-4}$  cm/dt.

#### \* PADA TEBING KANAN

Tebal material decomposisi  $\pm 1$  m, batuan dasarnya adalah breksi andesit dengan harga RGD = 63% - 100%, kondisi inti pecah ditemukan pada kedalaman 4,8 - 5,9 m, 13 - 14 m dan 25 - 26 m dengan harga RGD = 0 - 20%. Dari test permeabilitas harga K bervariasi antara  $10^{-4} - 10^{-5}$  cm/dt dan dari penyelidikan seismic cepat rambat getaran batuan breksi andesit  $\pm 2,1$  km/dt.

Pada umumnya kondisi as dam di tebing kanan lebih baik dari pada tebing kiri.

## 2. STASIUN PEMBANGKIT (POWER HOUSE)

Stasiun pembangkit direncanakan diletakkan di tebing kiri atau tebing kanan. Diperlukan pengupasan tanah sedalam 2,5 m pada tebing kiri sedangkan pada tebing kanan hanya 1 m. Lokasi pada tebing kanan nampaknya lebih sesuai untuk stasiun pembangkit karena kemungkinan efek slaking pada batuan calcareouses silt stone pada tebing kiri dianggap sebagai kondisi yang kurang menguntungkan.

Pada dam site alternatif I ini ditemukan adanya sesar yang memotong as dam sejajar dengan sungai Serayu (gambar 3.2.1).

### 3.2.1.2. DAM SITE ALTERNATIF II (GAMBAR 3.2.3)

#### 1. DAM SITE DAN SPILLWAY

Dam alternatif II terletak  $\pm 2$  km sebelah hilir dari alternatif I. Lembah sungai di lokasi alternatif II ini berbentuk V dengan sudut kemiringan lembah  $10^{\circ} - 15^{\circ}$ , lebar sungai  $\pm 75$  m, kedalaman sungai  $\pm 3$  m.

Berdasarkan data geologi yang diperoleh dari pengeboran, pemetaan geologi dan penyelidikan seismic diperoleh data-data sebagai berikut :

#### LAPISAN ATAS (OVER BURDEN)

Material hasil penguraian atau batuan grade D mempunyai tebal 2 - 8,8 m. Dari penyelidikan seismic diperoleh kecepatan rambat getaran  $\pm 0,2$  km/dt. Tebal lapisan alluvial deposit sungai  $\pm 40$  m yang terdiri dari kerikil, pasir, lanau. Dari standard penetrasi test menunjukkan harga  $N = 23$  untuk kedalaman 6 m dan  $N > 50$  untuk kedalaman  $> 6$  m. hal ini menunjukkan bahwa untuk kedalaman  $> 6$  m alluvial deposit sungai mulai mengalami konsolidasi. Dari test permeabilitas alluvial deposit sungai mempunyai harga  $K = 10^{-3} - 10^{-4}$  cm/dt, kecuali pada kedalaman 9 - 10 m dan 13,45 - 15 m yang mempunyai harga  $K = 10^{-5}$  cm/dt. Selama penyelidikan seismic alluvial deposit sungai mempunyai kecepatan rambat getaran bervariasi dari 1 - 1,45 km/dt.

### BATUAN DASAR (BED ROCK)

Kondisi batuan dasar sepanjang as dam alternatif II dapat diikhtisarkan sebagai berikut :

#### \* PADA TEBING KIRI

Material dekomposisi setebal 2,3 m dan batuan dasarnya terdiri dari batuan breksi andesit yang mempunyai harga RQD < 40% kecuali pada kedalaman 22 m harga RQD adalah 70 - 95%. Dari test permeabilitas diperoleh harga koefisien permeabilitas  $K = 10^{-4}$  cm/dt dan dari penyelidikan seismic diperoleh cepat rambat getaran  $\pm 0,2$  km/dt pada kedalaman 0 - 4 m, 1 km/dt pada kedalaman 4 - 12,5 km/dt dan 3,1 km/dt pada kedalaman > 12,5 m.

#### \* PADA TENGAH-TENGAH AS DAM

Deposit alluvial sungai mencapai kedalaman 40 m. Batuan dasarnya terdiri dari breksi andesit dengan harga RQD < 50% dan harga koefisien permeabilitas  $K = 10^{-4}$  cm/dt.

#### \* PADA TEBING KANAN

Tebal material dekomposisi  $\pm 8,8$  m dan batuan dasarnya terdiri dari batuan breksi andesit dengan harga RQD < 30%, kecuali pada kedalaman 29 - 30 m harga RQD > 70%. Test permeabilitas memberikan harga  $K = 10^{-4}$  cm/dt dan pada penyelidikan seismic, cepat rambat batuan breksi andesit pada kedalaman :

0,0 - 2,0 m adalah 0,2 km/dt

2,0 - 6,6 m adalah 0,7 km/dt

6,5 - 22 m adalah 1,4 km/dt

> 22 m adalah 2,9 km/dt

Pada umumnya kondisi as dam pada tebing kiri dan kanan sama tetapi ditinjau dari harga RQD tebing kanan adalah lebih baik.

## 2. STASIUN PEMBANGKIT (POWER HOUSE)

Stasiun pembangkit pada alternatif II ini akan terletak pada tebing sebelah kanan dan diperlukan pengupasan tanah sedalam 2,5 m di samping perbaikan tanah pondasi.

### 3.2.2. DAERAH RESERVOAR

Daerah reservoir terdiri dari formasi Kumbang dan formasi Tapak (gambar 3.2.4) beberapa garis sesar juga terlihat pada daerah reservoir ini. Satuan batuan yang terdapat pada reservoir ini adalah alluvial deposit, breksi andesit, sand stone dan marl. Semua satuan batuan tersebut terletak pada formasi tapak dan dibawahnya formasi kumbang yang terdiri dari batuan breksi andesit. Bidang kontak dari data formasi tersebut merupakan bidang yang uniform.

Daerah reservoir termasuk daerah yang mempunyai material yang kurang baik untuk reservoir, karena adanya patahan, deposit alluvial yang besar dan daerah sesar geser. Karena dam direncanakan sebagai dam berhead rendah maka kondisi tersebut dapat diabaikan.



Perpindahan tanah seperti land slide dan rock fill terjadi dalam volume yang kecil. Batuan sand stone yang ada pada daerah pelapukan punya kecenderungan mengalami erosi yang tinggi hal ini memungkinkan terjadinya Debris flow.

### 3.2.3. MATERIAL KONSTRUKSI DAM

Dam alternatif I dan II direncanakan dengan type head rendah dengan bahan dari beton. Material konstruksi dam dapat diperoleh di sekitar lokasi dua alternatif tersebut.

#### *QUARRY*


Material batuan yang akan digunakan sebagai material konstruksi dapat diperoleh dari batuan beku andesit. Batuan beku andesit ada disekitar desa Garbi yaitu di gunung Watespogok, gunung Bulu rangkang yang ada disebelah kanan sungai, dan disekitar desa Gardulebor yang terletak disebelah kiri sungai (gambar 3.2.5). Batuan beku andesit terdiri batuan lava yang berbentuk batuan lava breksi dan ada dalam jumlah yang cukup banyak terutama disebelah kiri sungai. Batuan lava breksi andesit ini 20% sebagai batuan yang kelihatan dan sisanya ditutup tanah setebal 0,3 - 1 m. Tidaklah sulit untuk mendapatkan material ini dalam kondisi segar yaitu dengan mengupas tanah penutupnya, dengan menggali secara manual atau pakai dinamit. Batuan lava breksi

andesit ini terletak tidak begitu jauh dari jalan aspal (beberapa bagian dilalui jalan aspal) yaitu 250 m dari dam site alternatif I dan 2,5 km dari alternatif II. Batuan ini kelihatan dengan jelas pada bukit yang digali untuk jalan kereta api dan jalan raya.

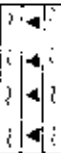
#### *PASIR DAN KERIKIL*

Pasir dan kerikil banyak didapatkan disekitar dam site dan sepanjang sungai Serayu. Pasir dan kerikil juga terlihat dengan jelas di desa Gardulebor dekat tebing sungai dalam jumlah besar. Lokasi material ini  $\pm 1$  km dari dam site alternatif I dan  $\pm 3$  km dari dam site alternatif II dan relatif dekat dengan jalan raya  $\pm 25$  m. Kerikil berupa fragmen andesit berbentuk bulat dan keras, sedangkan pasir adalah pasir kwarsa.

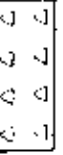
# LEGEND:

 Alluvial deposits: clay, silt, sand and gravels mixtures.  
 (recent deposits)

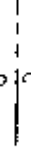
 UNCONFORMITY


 Alternation of calcareous claystone and calcareous sandstone with intercalation of andesite breccia.


 Breccia andesitic lava.

 Andesitic breccia

 Contact of lithology


 Normal fault


 Strike slip fault

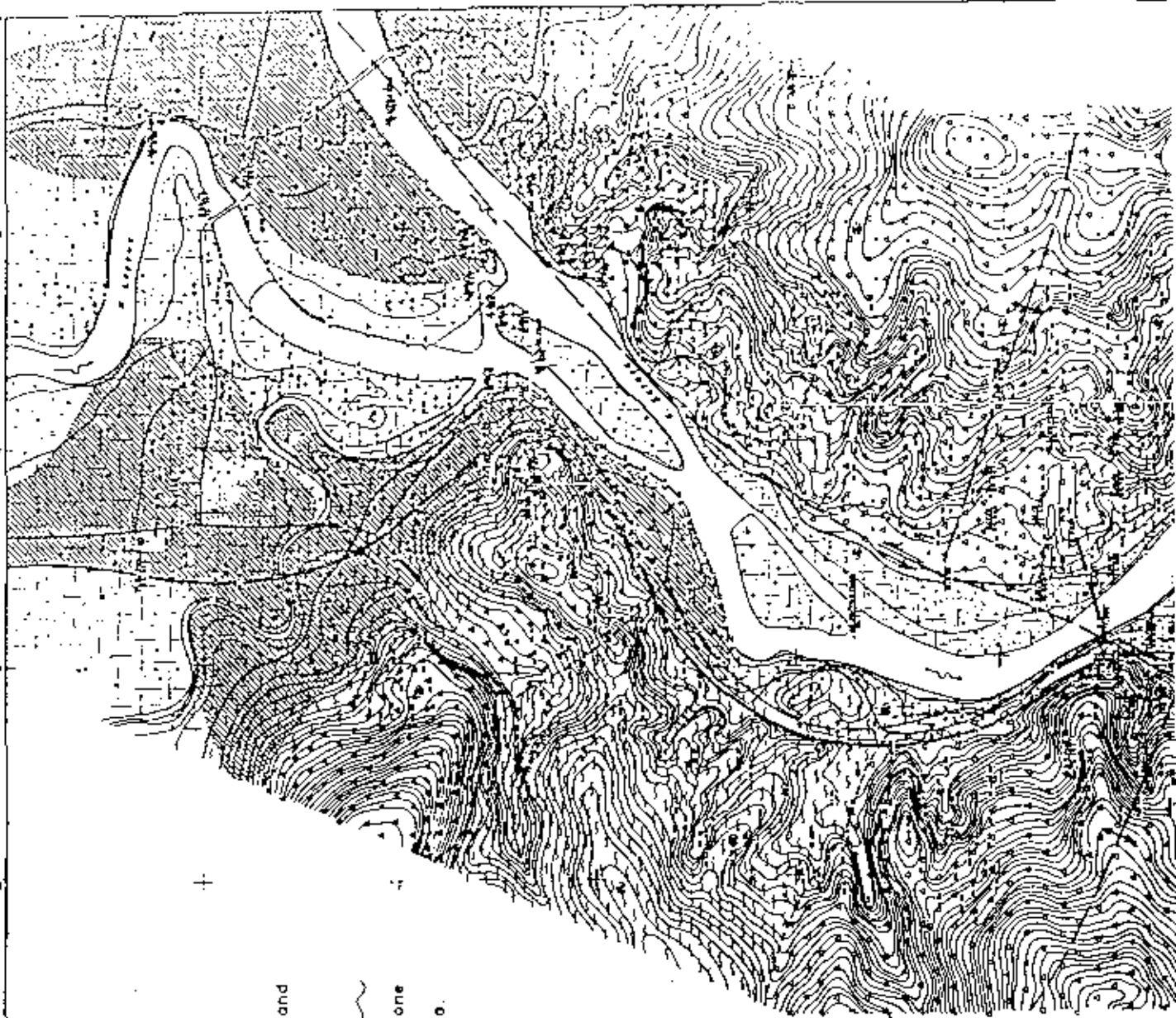
 Strike and dip of beds

 Anticline

 Spring

 Dam alternative location

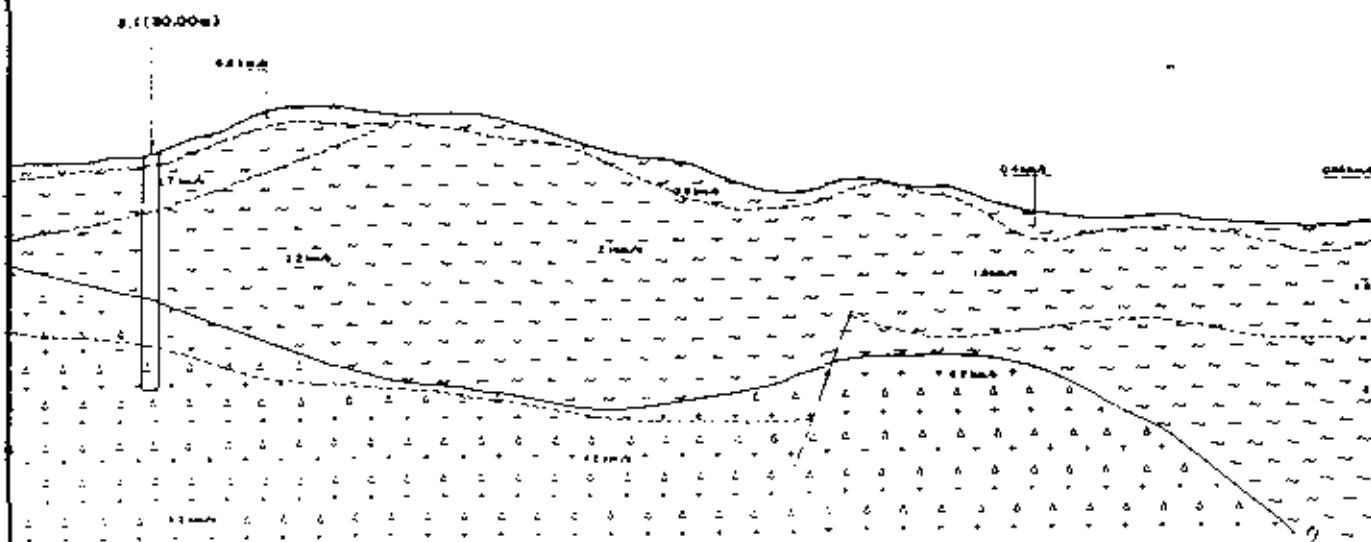
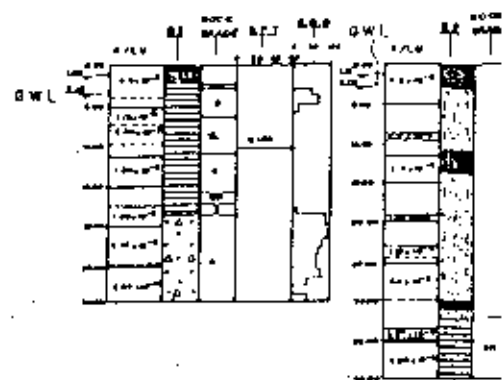
 0 100 200 m  
 SCALE



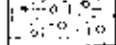
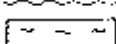
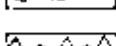
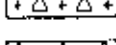
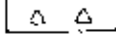
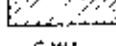
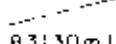
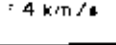


GAMBAR 3.2.1 PETA GEOLOGI DAERAH DAM SIF

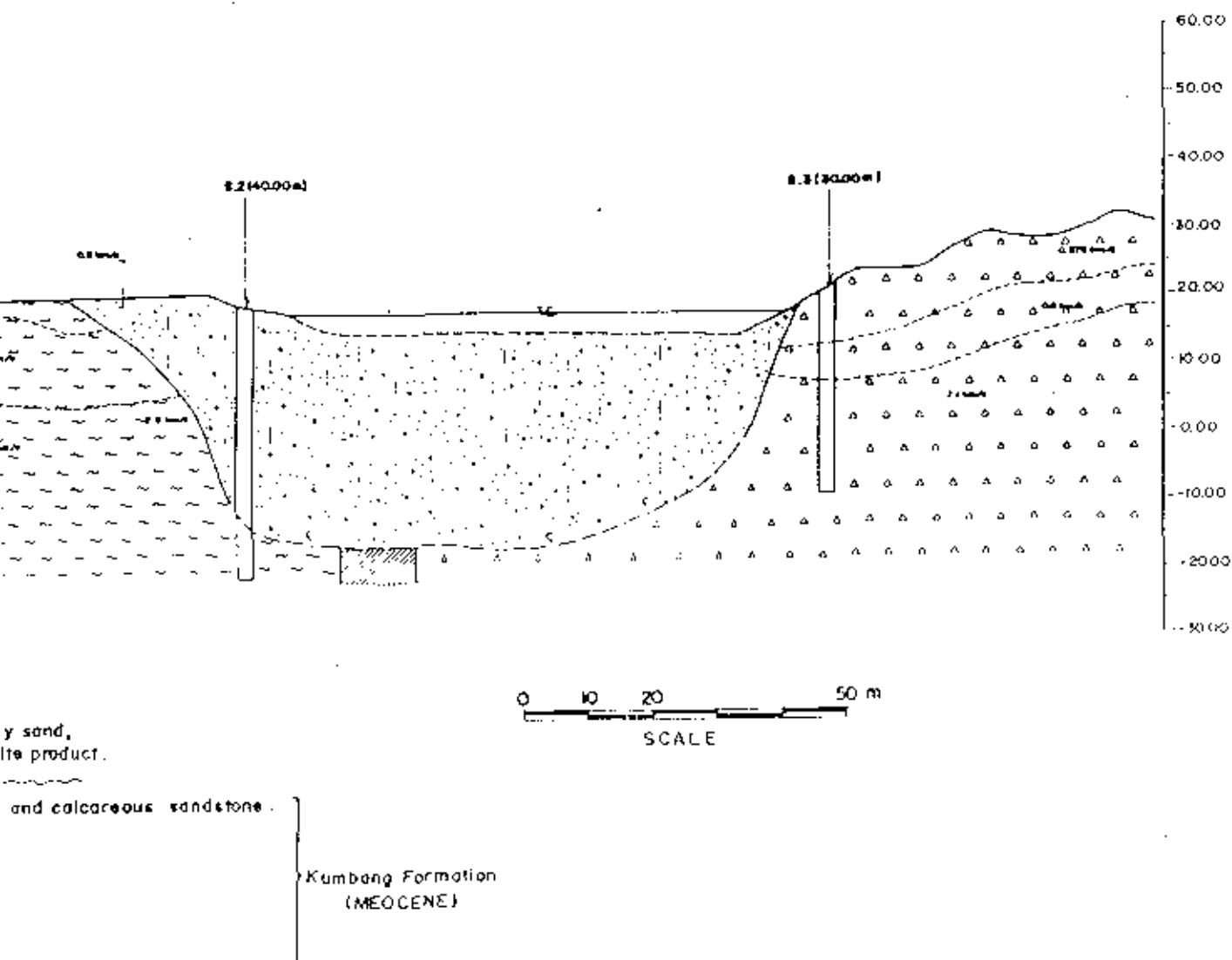
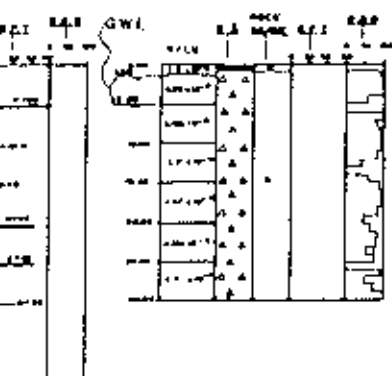
# SUMMARY OF DRILL



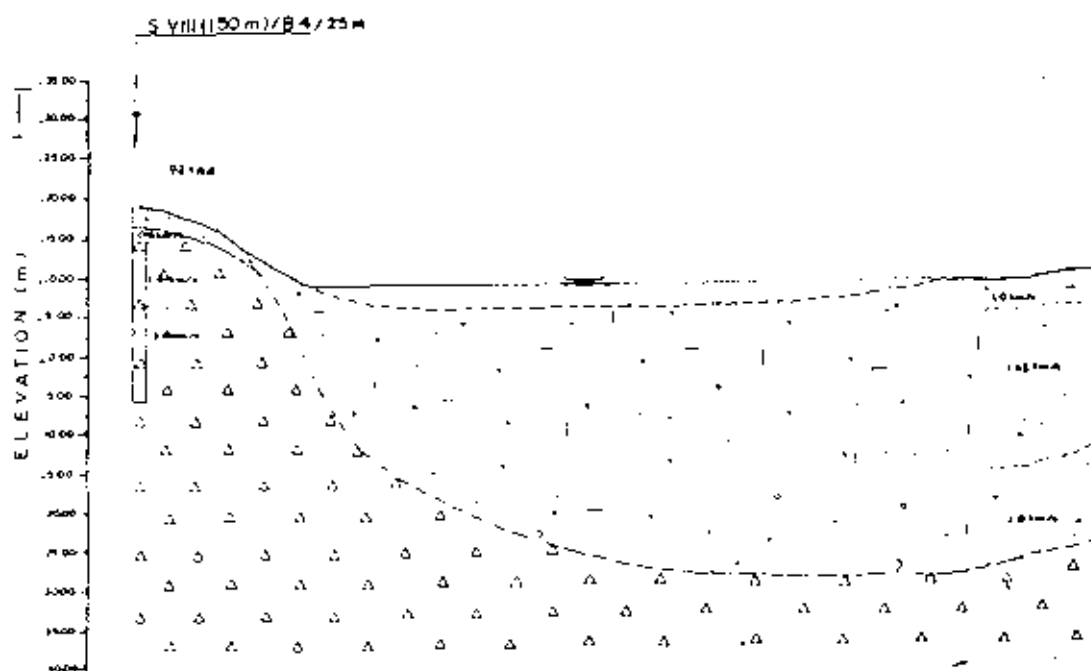
## LEGEND:

-  ALLUVIAL DEPOSITS : Gravelly s river depo
-  Unconformity
-  Alternation of calcareous clayston
-  Breccia andesitic lava.
-  Andesitic lava.
-  Fractured zone.
-  G.W.L. Ground water level.
-  Interpreted fault
- B-1 (30.00m) Bore hole number 3 (capitl
- 4 km/s Seismic velocity.

LING LOG



GAMBAR 3.2.2. PENAMPANG GEOLOGI AN DAM ALTERNATIF 1

[illegible]

RECENT

Alluvial deposit  
Gravelly silty sand

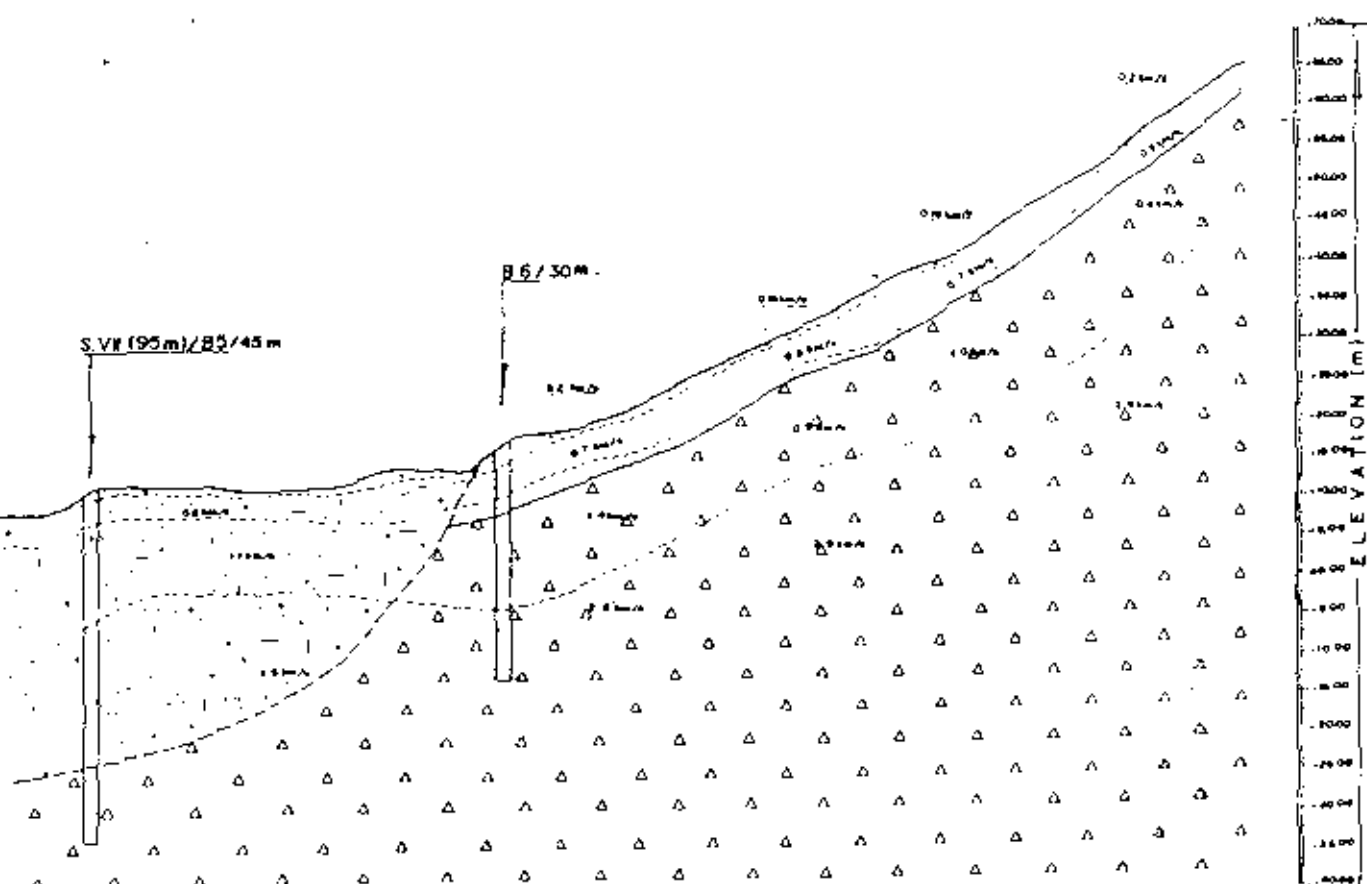
Unconformity

Overburden  
Soil weathering

MIOCENE

Andesitic breccia

GWL - Ground Water  
BH 4(25m) - Bore hole number  
1.4 Km/s - Seismic velocity



, river deposit product.

y ~~~~~

duct of andesite breccia

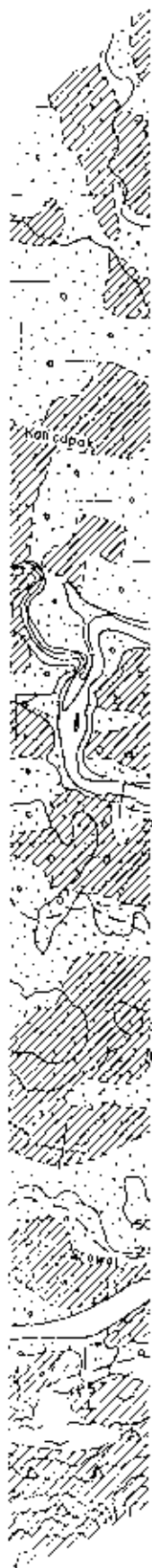
Kumbang Formation).

rel

4( Depth).

GAMBAR 3.2.3. PENAMPANG GEOLOGIS DAM ALTERNATIF II

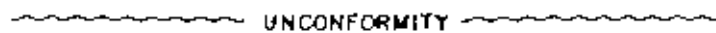




# LEGEND



Alluvial deposits : clay, silt, sand and gravel mixtures, uncemented,

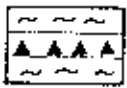


UNCONFORMITY

Formation  
ocene

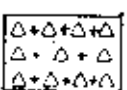


Sandstone

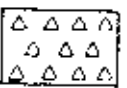


Alternation of calcareous claystone and calcareous sandstone with intercalation of andesitic breccia.

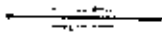
Formation



Breccia andesitic lava



Andesitic breccia



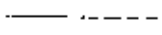
Strike-slip fault



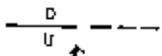
Strike and dip of beds



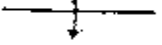
Dam alternative location



Contact of lithology

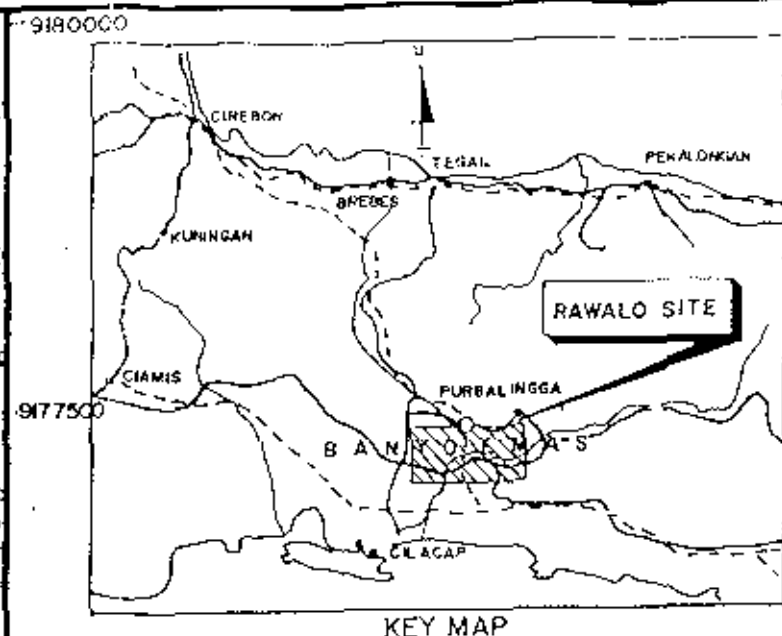
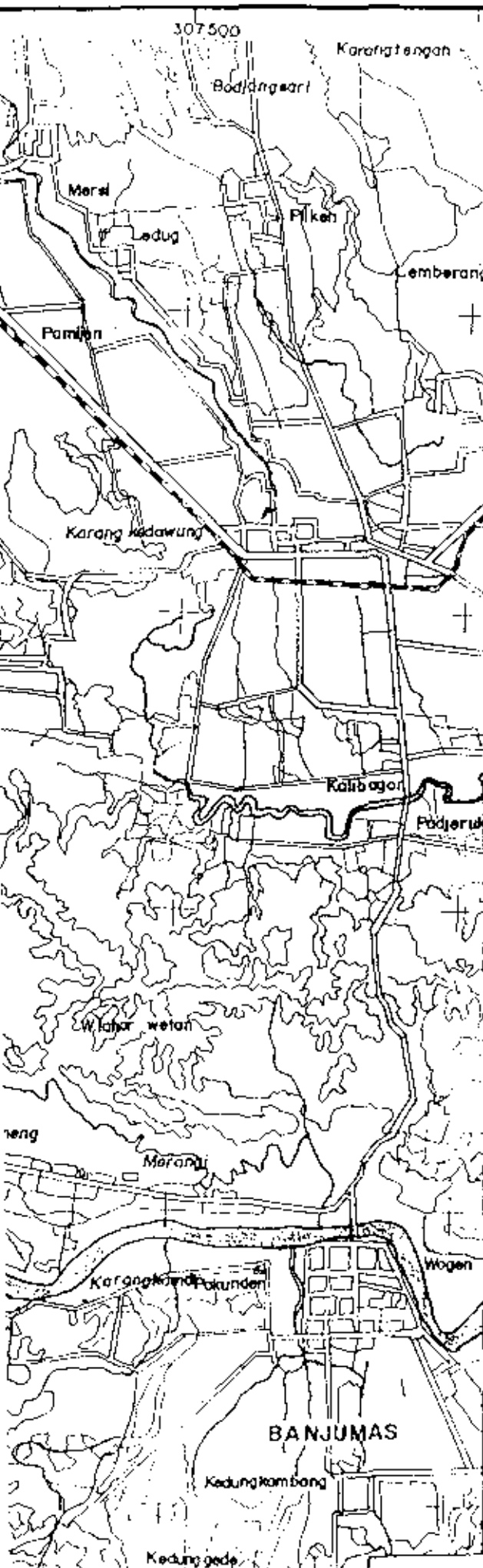


Normal fault

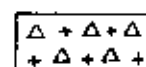


Anticline

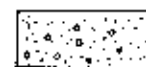




# LEGEND :



BRECCIA ANDESITIC LAVA



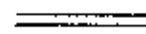
SAND AND GRAVEL



DAM AXIS



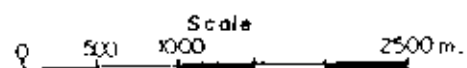
RAILWAY



ROAD



RIVER



GAMBAR 325. PETA LOKASI MATERIAL KONSTRUKSI

### 3.3. HIDROLOGI

Tujuan analisa hidrologi dalam studi ini adalah untuk :

- Menentukan debit pembangkit
- Menganalisa debit banjir

Untuk keperluan studi digunakan data debit bulanan sekurang-kurangnya 20 tahun pengamatan. Bila data yang tersedia kurang dari 20 tahun, untuk memenuhi kebutuhan data debit dipakai cara extrapolasi debit atau dengan membuat debit sintetis dari data hujan.

Untuk analisa debit banjir rencana dipakai data debit rata-rata maximum harian kemudian di check dengan analisa hidrograf sintetis dari data hujan mempergunakan data hujan harian maximum.

#### 3.3.1. ANALISA LOW FLOW

Tujuan analisa low flow adalah untuk mengetahui aliran (debit) yang ada dalam sungai, yang sangat penting untuk menentukan skala pengembangan PLTA.

Dalam studi ini digunakan data debit rata-rata bulanan dengan periode pengamatan selama 24 tahun (dari tahun 1958 - 1981) sehingga memenuhi syarat sebagai data dasar analisa (tabel 3.3.1).

### 3.3.1.1. LENGKUNG DEBIT (FLOW DURATION CURVE)

Untuk menyelidiki aliran sungai, maka lengkung debit harus dibuat berdasarkan hidrograf agar dapat diketahui dengan jelas kondisi dari aliran sungai tersebut. Hal ini diperlukan untuk mengetahui aliran sungai yang dapat digunakan dalam jangka waktu tertentu.

Lengkung debit (flow duration curve) juga menunjukkan besarnya aliran pada setiap probabilitas/ kemungkinan kejadiannya. Sumbu vertikal adalah besar aliran sedangkan sumbu horisontal adalah prosentase kemungkinan kejadiannya.

Untuk menentukan lengkung debit dapat digunakan debit harian sekurang-kurangnya 5 tahun pengamatan atau debit rata-rata bulanan, dalam studi ini dipakai data debit rata-rata bulanan.

Proses pembuatan lengkung debit adalah mengurutkan atau pakai interval tertentu semua data aliran dari yang terbesar sampai yang terkecil. Perhitungan berikutnya adalah dengan menganalisa prosentase masing-masing besaran debit. Proses pembuatan lengkung debit dalam studi ini diperlihatkan dalam tabel 3.3.2. dan gambar 3.3.1.

Pada proyek-proyek PLTA dengan type pengembangan Run of River fungsi utama dari lengkung debit ialah untuk mencari besar :

- Firm discharge (debit pembangkitan terkecil kontinu)
- Dependable peak discharge (debit andalan untuk waktu pembangkitan tertentu )
- Maximum plant discharge (debit pembangkitan maximum)

### 3.3.1.2. DEBIT ANDALAN

Sesuai dengan fungsinya PLTA tipe aliran sungai langsung adalah untuk membangkitkan tenaga listrik guna keperluan beban dasar (base load) maka debit pembangkitan ditentukan hanya dengan menganalisa lengkung debitnya. Besarnya debit andalan untuk keperluan pembangkitan PLTA diambil debit dengan probabilitas kejadian 97,3% (dari studi NIPPON KOEI) yang berarti bahwa diharapkan tersedianya debit andalan selama 355 hari dalam 365 hari (satu tahun). Dari gambar 3.3.1 untuk probabilitas kejadian sebesar 97,3% diperoleh debit andalan sebesar  $10 \text{ m}^3/\text{dt}$ .

TABEL 1.3.1 : DATA DEBIT RATA-RATA BULANAN SUNGAI SERAYU DI STASION RANALU

CATCHMENT AREA : 2096 km<sup>2</sup>

Isatuan : m<sup>3</sup>/det

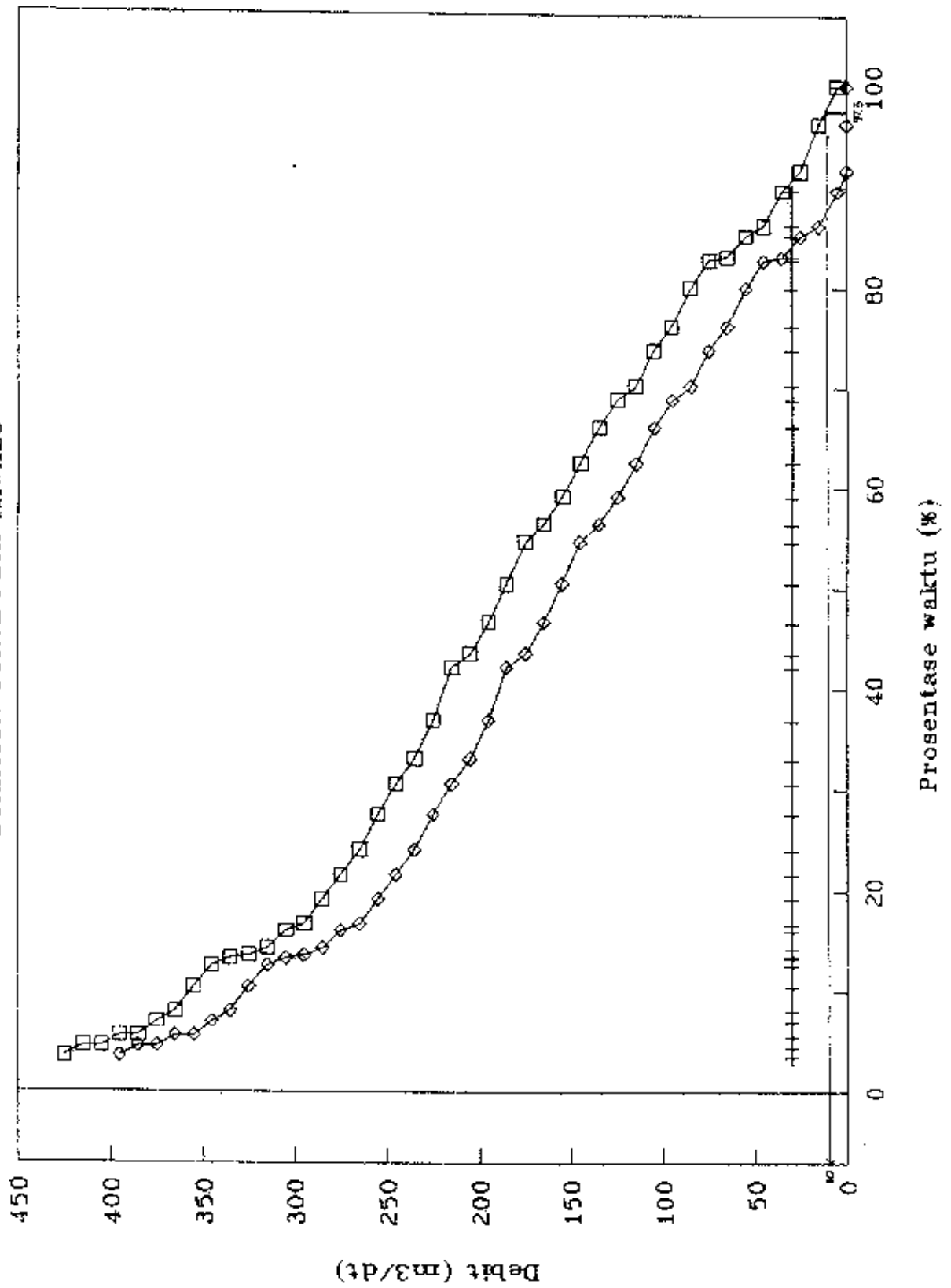
JAMUN	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OKT	NOV	DES	AVG
1958	168,2	214,4	314,5	208,0	199,5	108,7	106,4	134,8	125,9	221,0	283,9	415,5	208,4
1959	216,7	222,5	230,4	211,3	193,8	145,2	138,7	59,2	28,7	110,9	212,8	249,7	156,7
1960	330,6	329,1	255,7	214,1	252,5	141,0	107,8	49,6	35,6	84,4	286,9	202,8	190,6
1961	233,7	227,3	213,4	183,7	70,1	29,9	10,5	3,3	14,2	83,6	193,2	153,6	125,6
1962	253,0	178,8	215,7	377,7	172,2	120,6	95,1	82,1	51,1	131,8	232,7	304,8	185,3
1963	242,7	221,2	277,5	155,7	82,9	56,0	17,3	5,8	1,7	5,7	100,5	107,9	209,2
1964	129,3	179,2	262,1	188,7	177,8	113,0	53,5	38,1	70,0	252,6	250,8	197,3	159,2
1965	243,2	229,0	274,8	180,5	72,9	52,6	29,4	13,8	6,6	4,1	80,0	210,6	126,2
1966	171,8	266,3	265,7	191,4	149,2	115,6	39,5	16,5	11,8	150,4	137,9	259,9	142,2
1967	206,3	214,2	173,0	178,8	86,4	37,4	11,7	3,4	2,6	14,8	72,3	98,8	99,8
1968	152,3	157,2	235,7	150,4	185,4	178,4	171,5	197,0	109,8	142,9	194,4	284,9	173,3
1969	210,2	220,3	174,4	262,0	131,5	79,6	36,1	16,3	17,0	110,7	152,9	146,5	129,8
1970	161,7	138,6	240,5	184,4	212,5	158,8	93,7	35,2	24,4	83,9	171,5	272,0	149,7
1971	213,8	249,1	190,9	132,2	126,7	82,4	59,5	24,4	41,6	136,3	171,1	236,7	138,0
1972	270,3	182,4	255,6	189,6	109,9	44,8	16,8	5,5	1,7	7,5	77,3	141,2	108,2
1973	214,5	134,4	243,4	273,6	246,0	187,7	121,0	76,3	267,3	261,3	353,6	356,7	227,2
1974	205,3	361,7	303,7	359,1	240,9	98,2	79,0	144,2	225,8	379,3	424,6	312,2	261,2
1975	348,4	308,5	432,4	442,5	370,6	167,2	106,5	55,0	223,4	423,4	475,6	427,3	315,2
1976	358,8	350,8	416,5	289,3	154,5	80,8	31,1	17,3	15,5	150,0	396,6	294,8	213,0
1977	336,2	355,2	373,2	301,4	216,0	192,9	99,4	38,4	28,5	22,0	98,5	189,5	167,1
1978	261,0	283,7	270,8	222,6	254,9	249,2	214,5	146,2	182,1	140,5	181,9	256,2	222,0
1979	341,7	266,1	360,3	398,6	463,4	239,1	123,5	85,2	84,1	108,0	284,7	343,4	266,5
1980	276,3	269,9	341,7	391,4	282,3	165,3	93,4	120,7	85,0	222,5	421,9	344,2	250,4
1981	354,9	416,5	429,4	429,9	344,7	294,8	162,6	103,6	126,0	156,0	224,7	269,4	275,2
MAX	358,8	416,5	432,4	442,5	463,4	294,8	214,5	197,0	267,3	423,4	475,6	427,3	315,2
MIN	129,3	124,4	173,0	132,2	72,9	33,4	11,7	3,4	1,7	4,1	72,3	98,8	99,8
AVG	249,2	249,6	281,3	297,2	204,3	132,8	85,0	60,8	74,1	138,9	223,8	254,6	184,3

TABEL 3.3.2 : PERHITUNGA DEBIT ANDALAN PLTA BAWALO

INTERVAL DEBIT	TITIK TENGAH DEBIT SUNGAI ( $Q3/dt$ )	DEBIT ( $Q3/dt$ )	DEBIT ( $Q3/dt$ )	FREK ( $n3/dt$ )	FREK ( $n3/dt$ )	PROSENT KOM (%)
410 <= Q < 420	425	30	395	10	10	3,47
400 <= Q < 410	415	30	385	3	13	4,51
390 <= Q < 400	405	30	375	0	13	4,51
380 <= Q < 390	395	30	365	3	16	5,56
370 <= Q < 380	385	30	355	0	16	5,56
360 <= Q < 370	375	30	345	4	20	6,94
350 <= Q < 360	365	30	335	3	23	7,99
340 <= Q < 350	355	30	325	7	30	10,42
330 <= Q < 340	345	30	315	6	36	12,50
320 <= Q < 330	335	30	305	2	38	13,19
310 <= Q < 320	325	30	295	1	39	13,54
300 <= Q < 310	315	30	285	2	41	14,24
290 <= Q < 300	305	30	275	5	46	15,97
280 <= Q < 290	295	30	265	2	48	16,67
270 <= Q < 280	285	30	255	7	55	19,19
260 <= Q < 270	275	30	245	7	62	21,53
250 <= Q < 260	265	30	235	7	69	23,96
240 <= Q < 250	255	30	225	10	79	27,43
230 <= Q < 240	245	30	215	9	88	30,56
220 <= Q < 230	235	30	205	7	95	32,99
210 <= Q < 220	225	30	195	11	106	36,81
200 <= Q < 210	215	30	185	15	121	42,01
190 <= Q < 200	205	30	175	4	125	43,40
180 <= Q < 190	195	30	165	9	134	46,53
170 <= Q < 180	185	30	155	11	145	50,35
160 <= Q < 170	175	30	145	12	157	54,51
150 <= Q < 160	165	30	135	5	162	56,25
140 <= Q < 150	155	30	125	8	170	59,03
130 <= Q < 140	145	30	115	10	180	62,50
120 <= Q < 130	135	30	105	10	190	65,97
110 <= Q < 120	125	30	95	8	198	68,75
100 <= Q < 110	115	30	85	4	202	70,14
90 <= Q < 100	105	30	75	10	212	73,61
80 <= Q < 90	95	30	65	7	219	76,04
70 <= Q < 80	85	30	55	11	230	79,86
60 <= Q < 70	75	30	45	8	238	82,64
50 <= Q < 60	65	30	35	1	239	82,99
40 <= Q < 50	55	30	25	6	245	85,07
30 <= Q < 40	45	30	15	3	248	86,11
20 <= Q < 30	35	30	5	10	258	89,58
10 <= Q < 20	25	30	0	6	264	91,67
0 <= Q < 10	15	30	0	13	277	96,18
0 <= Q < 10	5	30	0	11	288	100,00



GAMBAR 3.3.1  
DURATION CURVE PLTA RAWALO



### 3.3.2. ANALISA DEBIT BANJIR

Tujuan analisa debit banjir adalah untuk perencanaan konstruksi bangunan utama, seperti dam, spillway, dan lain-lain. Dalam studi ini digunakan data debit maximum harian, bila data debit periode pengamatannya lebih besar dari 10 tahun maka dapat dilaksanakan perhitungan analisa frekwensi dari data tersebut. Bila data debit tidak mencukupi periode pengamatannya maka analisa debit banjir diperhitungkan dari data hujan harian maximum rata-rata di basin proyek.

#### 3.3.2.1. ANALISA FREKWENSI DEBIT BANJIR

Analisa frekwensi atau analisa probabilitas adalah untuk memperkirakan besarnya debit atau hujan harian maximum yang mungkin dapat terjadi untuk periode ulang tertentu.

Dalam analisa frekwensi ini digunakan metode yang sudah luas pemakaiannya dalam peramalan peristiwa-peristiwa hidrologi yaitu metode Gumbel dan metode Distribusi Log Pearson Type III.

##### *METODE DISTRIBUSI GUMBEL*

Persamaan untuk pemakaian praktis : (13)

$$Q_T = \bar{Q} + K \sigma_{n-1}$$

dimana :

$Q_T$  = Harga variasi debit dengan periode ulang  $T$

$\bar{Q}$  = Harga debit rata-rata pengamatan (sample)

$\sigma_{n-1}$  = Standard deviasi sample

$$= \sqrt{\frac{\sum (Q - \bar{Q})^2}{N - 1}}$$

K = Faktor frekwensi

$$= \frac{Y_T - Y_n}{S_n}$$

dimana :

$Y_T$  = Reduced variated dan fungsi dari periode ulang

(T)

$$= - \left[ \ln \ln \frac{T}{T-1} \right]$$

$Y_n$  = Reduced mean dan fungsi dari sample (N)

$S_n$  = Reduced standard deviasi dan fungsi dari sample (N)

Harga  $Y_n$  dan  $S_n$  diberikan dalam tabel 3.3.3.

#### METODE DISTRIBUSI LOG PEARSON TYPE III

Persamaan log pearson type III :(13)

$$Z = \log Q$$

$$Z_T = \bar{Z} + Kz \sigma_z$$

dimana :

$Z_T$  = Harga log variasi debit dengan periode ulang T

$$= \text{Log } Q_T$$

$\bar{Z}$  = Harga rata-rata dari Z

$\sigma_z$  = Standard deviasi dari Z

$$= \sqrt{\frac{\sum (Z - \bar{Z})^2}{N - 1}}$$

$C_s$  = Koefisien asimetris

$$= \frac{N \sum (Z - \bar{Z})^3}{(N - 1) (N - 2) (\sigma Z)^3}$$

$N$  = Jumlah sample

$K_z = f(C_s, T)$  diberikan dalam tabel 3.3.4.

Setelah harga  $Z_T$  untuk periode ulang tertentu diperoleh maka harga  $Q_T$  diperoleh sebagai berikut :

$$Q_T = \text{antilog } Z_T$$

Prosedur perhitungan dan hasil perhitungan dari kedua metode tersebut diatas disajikan dalam tabel 3.3.5 tabel 3.3.6 dan tabel 3.3.7.



TABEL 3.3.4. Harga  $K_z$  dari distribusi log pearson type III

$K_z = f(C_s, T)$  FOR USE IN LOG-PEARSON TYPE III DISTRIBUTION

Coefficient of skew, $C_s$	Recurrence interval $T$ in years						
	2	10	25	50	100	200	1000
3.0	-0.396	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.5	-0.360	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.330	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.206
2.0	-0.307	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.6	-0.254	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.4	-0.225	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.2	-0.195	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-0.148	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-0.116	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-0.099	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-0.083	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.066	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-0.050	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.0	0.000	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.017	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	0.033	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	0.083	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	0.116	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	0.132	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.880
-1.4	0.225	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.8	0.282	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-2.2	0.330	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-3.0	0.396	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Tabel 3.3.5 : PERHITUNGAN FREKVENSI DEBIT BANJIR

SUMBEL				LOG PEARSON TYPE III				
No	Tahun	Q	Qbar	$(Q-Qbar)^2$	$Z=\log Q$	Zbar	$(Z-Zbar)^2$	$(Z-Zbar)^3$
1	1958	824,6	903,72	6.259,45	2,92	2,95	0,00110	-0,00004
2	1959	881,5	903,72	493,73	2,95	2,95	0,00002	-0,00000
3	1960	1.029,7	903,72	15.870,96	3,01	2,95	0,00393	0,00025
4	1961	828,5	903,72	5.658,05	2,92	2,95	0,00101	-0,00003
5	1962	835,4	903,72	4.667,62	2,92	2,95	0,00079	-0,00002
6	1963	734,8	903,72	28.533,97	2,87	2,95	0,00703	-0,00059
7	1964	898,1	903,72	31,58	2,95	2,95	0,00001	0,00000
8	1965	1.109,6	903,72	42.386,57	3,05	2,95	0,00906	0,00086
9	1966	1.188,3	903,72	80.985,78	3,07	2,95	0,01561	0,00195
10	1967	792,5	903,72	12.369,89	2,90	2,95	0,00260	-0,00013
11	1968	850,0	903,72	2.885,84	2,93	2,95	0,00042	-0,00001
12	1969	661,7	903,72	58.573,68	2,82	2,95	0,01673	-0,00216
13	1970	980,0	903,72	5.818,64	2,99	2,95	0,00170	0,00007
14	1971	647,3	903,72	65.751,22	2,81	2,95	0,01929	-0,00268
15	1972	847,7	903,72	3.138,24	2,93	2,95	0,00047	-0,00001
16	1973	951,4	903,72	2.273,38	2,98	2,95	0,00080	0,00002
17	1974	990,7	903,72	7.565,52	3,00	2,95	0,00211	0,00010
18	1975	1.019,4	903,72	13.381,86	3,01	2,95	0,00340	0,00020
19	1976	1.115,4	903,72	44.808,42	3,05	2,95	0,00949	0,00092
20	1977	793,6	903,72	12.126,41	2,90	2,95	0,00254	-0,00013
21	1978	620,0	903,72	80.497,04	2,79	2,95	0,02484	-0,00392
22	1979	1.126,9	903,72	49.809,31	3,05	2,95	0,01038	0,00106
23	1980	1.074,1	903,72	29.029,34	3,03	2,95	0,00657	0,00053
24	1981	888,0	903,72	247,12	2,95	2,95	0,00000	-0,00000
Jumlah				573.163,63			0,13992	-0,00376
Standard deviasi = 157,9				Standard deviasi = 0,078				
				Koefisien asimetri = -0,4				

TABEL 3.3.6 : HASIL PERHITUNGAN DEBIT BANJIR DENGAN METODE GUMBEL

No	Periode ulang: (tahun)	$Y_t$	$Y_n$	$S_n$	$k$	$\sigma$	$Q$	$Q_t$
1	2	0,3665	0,5296	1,0864	-0,1210	157,9	903,7	884,6
2	5	1,4999	0,5296	1,0864	1,0124	157,9	903,7	1063,6
3	20	2,9762	0,5296	1,0864	2,4827	157,9	903,7	1295,7
4	50	3,9019	0,5296	1,0864	3,4144	157,9	903,7	1442,8
5	100	4,6001	0,5296	1,0864	4,1126	157,9	903,7	1553,8
6	200	5,2958	0,5296	1,0864	4,8083	157,9	903,7	1662,9

TABEL 3.3.7 : HASIL PERHITUNGAN DEBIT BANJIR DENGAN METODE LOG PEARSON TYPE III

No	Periode ulang: (tahun)	$C_s$	$K_2$	$\sigma_x$	$Z$	$Z_t$	$Q_t$
1	2	-0,4	0,066	0,078	2,95	2,9551	901,8
2	5	-0,4	0,835	0,078	2,93	3,0167	1039,2
3	20	-0,4		0,078	2,95		
4	50	-0,4	1,834	0,078	2,95	3,0931	1239,1
5	100	-0,4	2,029	0,078	2,95	3,1083	1283,2
6	200	-0,4	2,201	0,078	2,95	3,1217	1323,4



### 3.3.2.2. TES KESESUAIAN DISTRIBUSI DATA DEBIT

Untuk mengetahui kecocokan satu rangkaian data dengan suatu sebaran (distribusi) tertentu dapat dilakukan pengujian dengan beberapa metode, salah satu diantaranya adalah metode Smirnov Kolmogorov.

Prosedur pengujian kesesuaian rangkaian data dengan metode Smirnov Kolmogorov :

- Data rata-rata debit harian maximum di dam site disusun dari yang tersebar sampai dari yang terkecil.
- Probabilitas empiris dari masing-masing data dihitung dengan persamaan Weibull :

$$P_e = \frac{M}{N + 1}$$

dimana :

$P_e$  = Probabilitas empiris

$M$  = Nomor rangking data

$N$  = Jumlah data

- Probabilitas teoritis dari masing-masing data dihitung dengan persamaan frekwensi dari type distribusi yang akan diuji kesesuaiannya, dalam hal ini digunakan distribusi gumbel.

$$Q_T = \bar{Q} + \frac{(Y_T - Y_n)}{S_n} \sigma_{n-1}$$

Dari tabel 3.3.3.

untuk  $n = 24$ ,  $Y_n = 0,5296$  dan  $S_n = 1,0864$

Dari tabel 3.3.5.  $\bar{Q} = 903,72$  dan  $\sigma_{n-1} = 157,9$

$$Q_T = 903,72 + \frac{157,9}{1,0864} Y_T - \frac{0,5296}{1,0864} 157,9$$

$$Q_T = 826,75 + 145,3 Y_T$$

$$Y_T = \frac{Q_T - 826,75}{145,3}$$

$$Y_T = - \ln \left[ \ln \left[ \frac{1}{1 - P} \right] \right]$$

$$P_t = 1 - \frac{1}{e^{e^{(-Y_T)}}}$$

- Kemudian dicari perbedaan probabilitas ( $\Delta$ ) - empiris dan teoritis yang maximum.

Rangkaian data akan berdistribusi secara gumbel apabila harga  $|\Delta|_{\max} < \Delta_{cr}$  dari Smirnov Kolmogorov.

Perhitungan selengkapnya disajikan dalam tabel 3.3.8.

- Hasil pengujian

Dari tabel 3.3.8  $|\Delta|_{\max} = 0,08$

Dari tabel 3.3.9.

$$\left. \begin{array}{l} \text{untuk jumlah data } n = 24 \\ \text{derajat nyata } \alpha = 5\% \end{array} \right\} \Delta_{cr} = 0,27$$

Jadi  $|\Delta|_{\max} < \Delta_{cr}$  maka rangkaian data debit harian maximum di dam site berdistribusi secara Gumbel.



Tabel 3.3.9. Harga kritis ( $\Delta_{cr}$ ) dari smirnov kolmogorov

$n \backslash \alpha$	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
$n > 50$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

### 3.3.2.3. ANALISA DEBIT BANJIR DENGAN METODE HIDROGRAF SATUAN

Untuk menghitung debit banjir dengan metode hidrograf satuan diperlukan data curah hujan efektif. Besarnya curah hujan efektif dihitung dari curah hujan harian maximum untuk masing-masing periode ulang dikalikan dengan koefisien pengaliran.

#### 3.3.2.3.1. PERHITUNGAN CURAH HUJAN RATA-RATA DAERAH ALIRAN

Data hujan yang diperoleh dari masing-masing stasiun penakar hujan adalah data yang merupakan data hujan " lokal " (point rainfall) yang besarnya tidak sama satu sama lain. Sedangkan untuk keperluan analisa hidrologi, yang diperlukan adalah data curah hujan rata-rata daerah aliran (area rainfall).

Dalam studi ini data curah hujan yang tersedia adalah data curah hujan harian dari tahun 1958 - 1981 yang diperoleh dari 10 stasiun pencatat hujan sebagai berikut : (gambar 3.3.2)

No	No Stasiun	Nama Stasiun
1	53	Karang Moncol
2	27 <sup>b</sup>	Karang anyar
3	26	Babat Sari
4	23 <sup>a</sup>	Serang
5	59	Kali Bening

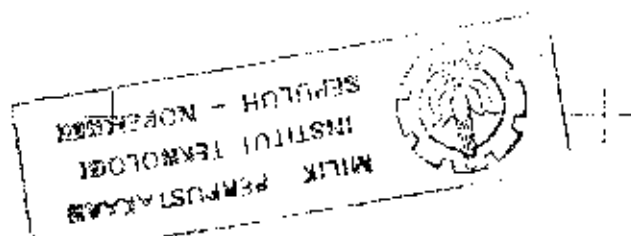
TABEL 3.3.10 : PERHITUNGA CURAH HUJAN MAXIMUM RATA-RATA DAERAH ALIRAN

NAMA STASIUN												Hujan rata rata
No	Waktu kejadian	Karangancol	Karanganyar	Bobotsari	Sarang	Kalibening	Purwanegara	Gumeler	Klampok	Karangkemiri	Purbolinggo	BAS
1	8-10-1958	102	105	108	83	120	148	56	84	51	46	91,4
2	28-11-1959	132	94	74	105	167	135	95	62	105	0	96,9
3	14-2-1960	127	47	0	115	110	104	149	98	52	76	87,8
4	14-2-1961	95	40	66	85	133	151	0	100	27	87	76,4
5	2-12-1962	92	127	88	98	136	100	86	0	72	62	87,3
6	15-3-1963	124	177	104	186	43	118	19	28	16	47	97,2
7	28-10-1964	142	86	85	112	129	184	73	202	72	94	118,9
8	20-3-1965	127	120	125	95	256	164	101	82	89	97	125,6
9	16-3-1966	126	63	105	127	203	107	120	236	119	125	135,1
10	1-4-1967	91	79	0	89	114	86	47	97	83	55	72,1
11	28-8-1968	134	86	38	56	181	108	84	54	46	78	85,6
12	31-5-1969	68	37	10	83	84	123	248	90	15	47	78,3
13	12-3-1970	154	0	182	122	179	177	109	143	126	124	131,6
14	20-11-1971	142	81	72	115	86	107	58	92	130	0	88,6
15	19-3-1972	108	81	80	87	167	74	0	91	73	67	82,9
16	12-11-1973	176	73	52	99	0	73	64	90	81	151	85,9
17	10-4-1974	103	0	140	110	84	157	70	104	64	137	96,9
18	3-10-1975	160	88	76	0	82	109	77	117	96	95	88,2
19	30-12-1976	114	62	79	63	105	163	64	111	75	131	98,7
20	23-1-1977	121	76	94	91	120	0	83	50	49	98	78,2
21	27-6-1978	97	82	120	33	58	28	32	26	86	38	58,1
22	15-3-1979	158	168	148	65	148	76	103	87	81	141	117,5
23	29-11-1980	93	140	84	48	106	30	46	0	50	74	67,5
24	15-5-1981	146	123	57	120	54	60	56	72	148	46	88,2

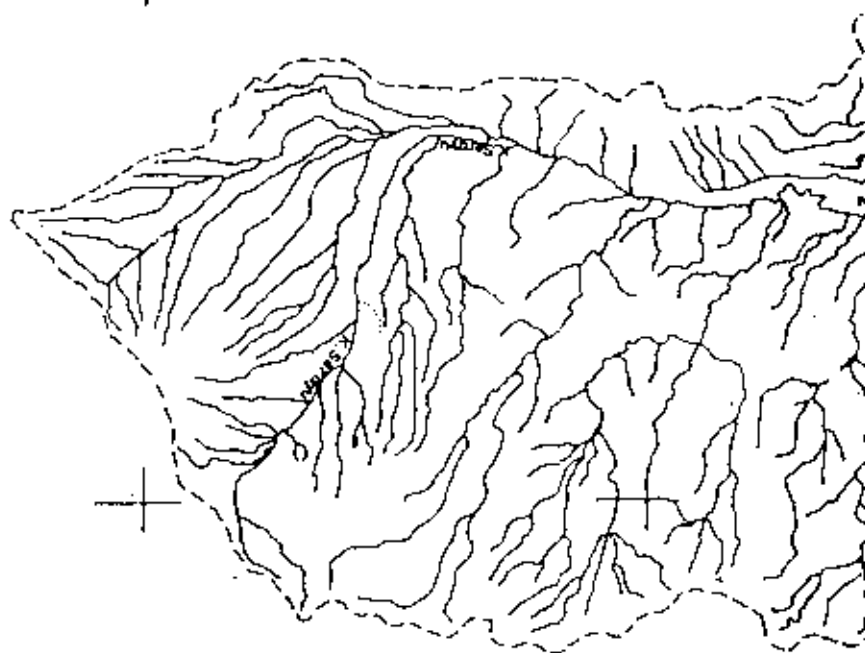
km<sup>2</sup>  
km<sup>2</sup>  
km<sup>2</sup>  
km<sup>2</sup>

CA

GAMBAR 3.52. PETA LOKASI PENELITIAN



SCALE  
0 2.5 5 7.5 km



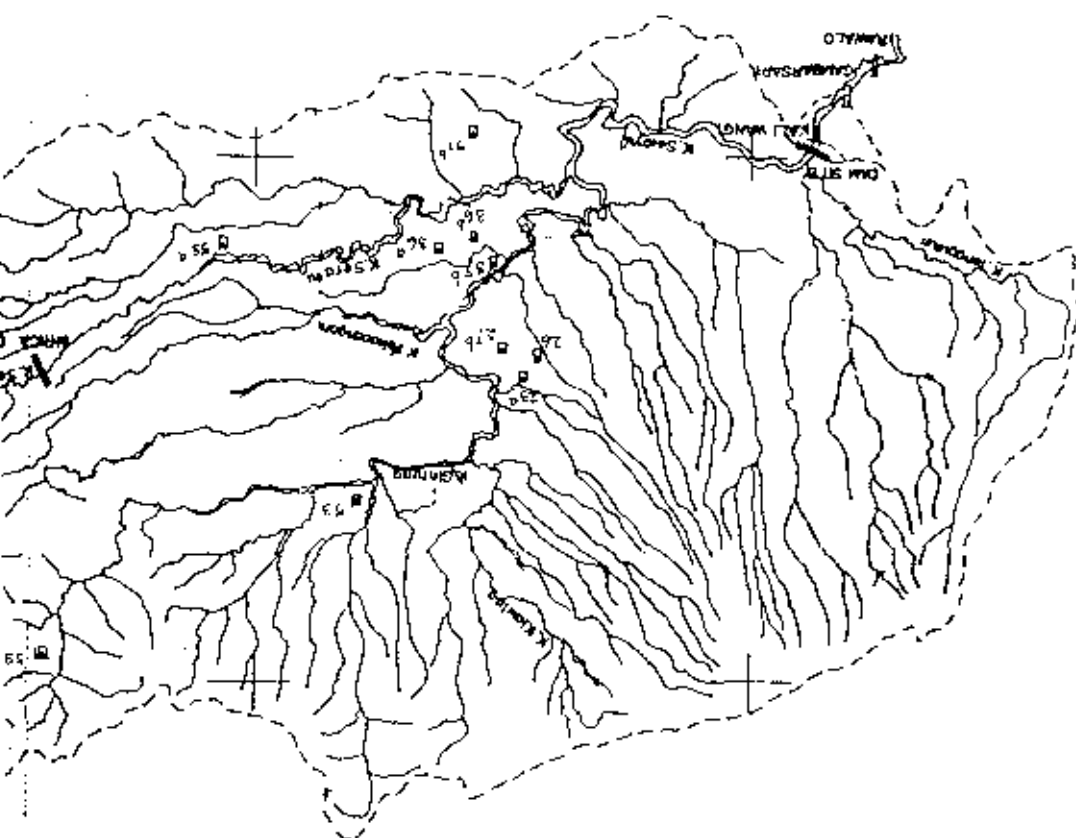
N

10°00'

109°45'

30 Dam site  
 30 Kosi wong  
 30 Gombor  
 30 Kowolo  
 River  
 Boundary  
 Rain gauge  
 ARGR  
 AWR  
 Stat gauge  
 Dam site

# LEGEND



07°45'

07°30'

07°15'

07°00'

109°30'

109°15'

109°00'



---

6	58 <sup>a</sup>	Purwonegoro
7	51 <sup>b</sup>	Gumeler
8	36 <sup>a</sup>	Klampok
9	36 <sup>b</sup>	Karang Kemiri
10	35 <sup>b</sup>	Purbolinggo

Karena daerah studi ini terletak pada bagian hilir sungai Serayu yang relatif cukup datar, dan jumlah stasiun penakar hujan cukup, serta dengan anggapan bahwa di daerah tersebut sifat curah hujannya adalah seragam, maka dalam perhitungan curah hujan rata-rata daerah aliran ini digunakan cara rata-rata arithmetic.

Cara perhitungan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n)$$

dimana :

$\bar{R}$  = Tinggi hujan rata-rata daerah aliran (area rainfall)

n = Jumlah stasiun penakar hujan (n = 10)

$R_1, R_2, R_3, \dots, R_n$  = Tinggi hujan masing-masing stasiun (point rainfall)

Hasil perhitungan disajikan dalam tabel 3.3.10.

### 3.3.2.3.2. PERHITUNGAN CURAH HUJAN RENCANA

Karena belum adanya teori yang menyatakan hubungan antara jangka waktu ulang hujan dan banjir yang dapat digunakan sebagai pegangan, maka dalam hal ini digunakan satu anggapan (yang tidak selalu benar) bahwa hujan dengan jangka waktu ulang tertentu, akan menghasilkan banjir dengan jangka waktu ulang yang sama.

Dari satu rangkaian data (data seri) yang tersedia, dapat dipilih satu angka curah hujan maximum rata-rata daerah setiap tahun, sehingga akan diperoleh satu seri data yang baru. Rangkaian data baru ini, mempunyai sifat-sifat khas yang akan cocok dengan sebaran (distribusi) tertentu. Untuk mengetahui kecocokan satu rangkaian data dengan suatu sebaran (distribusi) tertentu dapat dilakukan pengujian dengan beberapa metode, salah satu diantaranya adalah metode Smirnov Kolmogorov, yaitu dengan membandingkan kemungkinan (probability) untuk tiap variate, dari distribusi empiris dan distribusi teoritisnya, akan terdapat perbedaan ( $\Delta$ ) tertentu.

Prosedur pengujian kesesuaian rangkaian data dengan metode Smirnov Kolmogorov :(14)

- Data curah hujan maximum rata-rata daerah aliran disusun dari yang terbesar sampai dari yang terkecil.
- Probabilitas empiris dari masing-masing data dihitung dengan persamaan Weibull :

$$Pe = \frac{M}{N + 1}$$

dimana :

$P_e$  = probabilitas empiris

$M$  = Nomor rangking data

$N$  = Jumlah data

- Probabilitas teoritis dari masing-masing data dihitung dengan persamaan frekwensi dari type distribusi yang akan diuji kesesuaiannya, dalam hal ini digunakan distribusi Gumbel :

$$R_T = \bar{R} + \frac{(Y_T - Y_n)}{S_n} \sigma_{n-1}$$

dari tabel 3.3.3.

untuk  $n = 24$ ,  $Y_n = 0,5296$ ,  $S_n = 1,0864$

dari tabel 3.3.11.  $\bar{R} = 92,6$   $\sigma_{n-1} = 19,72$

$$R_T = 92,6 + \frac{19,72}{1,0864} Y_T - \frac{0,5296 \cdot 19,72}{1,0864}$$

$$R_T = 83 + 18,2 Y_T \longrightarrow Y_T = \frac{R_T - 83}{18,2}$$

$$Y_T = - \ln \left[ \ln \left[ \frac{1}{1 - P} \right] \right]$$

$$P_t = 1 - \frac{1}{e^{e^{(-Y_T)}}}$$

- Kemudian dicari perbedaan probabilitas ( $\Delta$ ) empiris dan teoritis yang maximum.

Rangkaian data akan berdistribusi secara Gumbel apabila harga  $|\Delta|_{\max} < \Delta_{cr}$  dari Smirnov Kolmogorov.

Perhitungan selengkapnya disajikan dalam tabel 3.3.11.

- Hasil pengujian :

dari tabel 3.3.11.  $|\Delta|_{\max} = 0,12$

dari tabel 3.3.9.

untuk jumlah data $n = 24$	}	$\Delta_{cr} = 0,27$
derajat nyata $\alpha = 5\%$		

Jadi  $|\Delta|_{\max} < \Delta_{cr}$  maka rangkaian data hujan maximum rata-rata daerah aliran berdistribusi secara Gumbel.

TABEL 3.5.11 : PENGOJIAN KESERBUHAN DISTRIBUSI HUJAN

M	RI	Rbar	(RI-Rbar) <sup>2</sup>	Pe	Pt	SELISIH
:	:	(mm)	:	:	:	:
:	:	(mm)	:	:	:	:
1	135,10	92,62	1804,48	0,04	0,06	0,02
2	131,60	92,62	1519,38	0,08	0,07	0,01
3	129,60	92,62	1087,63	0,12	0,09	0,03
4	117,50	92,62	618,97	0,16	0,14	0,02
5	116,90	92,62	589,48	0,20	0,14	0,06
6	98,70	92,62	36,96	0,24	0,34	0,10
7	96,90	92,62	18,31	0,28	0,27	0,09
8	96,90	92,62	18,31	0,32	0,37	0,05
9	91,40	92,62	1,49	0,36	0,47	0,11
10	88,60	92,62	16,17	0,40	0,52	0,12
11	88,20	92,62	19,64	0,44	0,53	0,09
12	88,20	92,62	19,64	0,48	0,53	0,05
13	87,80	92,62	23,24	0,52	0,54	0,02
14	87,30	92,62	28,31	0,56	0,55	0,01
15	87,30	92,62	29,39	0,60	0,55	0,05
16	85,90	92,62	45,17	0,64	0,57	0,07
17	85,60	92,62	49,29	0,68	0,58	0,10
18	82,90	92,62	94,49	0,72	0,63	0,09
19	78,30	92,62	205,09	0,76	0,73	0,03
20	78,20	92,62	207,96	0,80	0,73	0,07
21	76,40	92,62	263,12	0,84	0,76	0,08
22	72,10	92,62	421,10	0,88	0,84	0,04
23	67,50	92,62	631,06	0,92	0,90	0,02
24	58,10	92,62	1191,69	0,96	0,98	0,02



### 3.3.2.3.3. PERHITUNGAN CURAH HUJAN EFEKTIF DAN DISTRIBUSI CURAH HUJAN JAM-JAMAN

Untuk menghitung curah hujan efektif yaitu hujan yang menyebabkan aliran langsung diperoleh dari perumusan sebagai berikut

$$R_e = \alpha R_o$$

dimana :

$R_e$  = Curah hujan efektif

$\alpha$  = Koefisien pengaliran

$R_o$  = Curah hujan rata-rata daerah pengaliran

Berdasarkan hasil studi yang dilakukan PUSLITBANG PENGAIRAN untuk proyek irigasi Serayu harga koefisien pengaliran rata-rata adalah 0,47.

Hasil perhitungan disajikan dalam tabel 3.3.13.

Curah hujan rata-rata daerah studi pada umumnya terjadi dalam waktu relatif pendek yaitu kurang dari 6 jam dan mempunyai pola distribusi tertentu.

Distribusi jam-jaman diperoleh dari data pengamatan di stasiun pencatat hujan otomatis pada DAS sungai Serayu. Sehingga distribusi hujan efektif jam-jaman dapat dihitung untuk periode ulang tertentu. Hasil perhitungan disajikan dalam tabel 3.3.13.

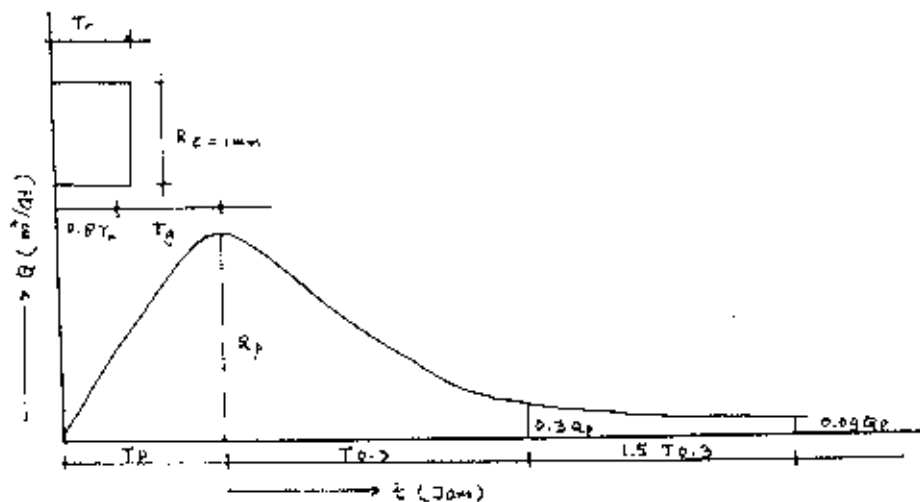
TABEL 3.3.13 : PERHITUNGAN HUJAN EFEKTIF DAN DISTRIBUSI HUJAN JAM JAM

=====							
Periode ulang(th)	2	10	25	50	100	200	
R <sub>0</sub> (mm)	89,6	123,8	141,1	153,7	166,6	179,2	
R <sub>e</sub> (mm)	42,1	58,2	66,3	72,2	78,3	84,2	
=====							
jam Ke	Distribusi[%]	R <sub>t</sub>	R <sub>t</sub>	R <sub>t</sub>	R <sub>t</sub>	R <sub>t</sub>	R <sub>t</sub>
=====							
1	39	16,4	22,7	25,9	28,2	30,5	32,8
2	24	10,1	14,0	15,9	17,3	18,8	20,2
3	16	6,7	9,3	10,6	11,6	12,5	13,5
4	8	3,4	4,7	5,3	5,8	6,3	6,7
5	3	1,3	1,7	2,0	2,2	2,3	2,5
6	10	4,2	5,8	6,6	7,2	7,8	8,4



### 3.3.2.3.4. PERHITUNGAN DEBIT BANJIR DENGAN METODE HIDROGRAF SATUAN SINTETIS

Karena tidak tersedianya hidrograf banjir yang dapat dianalisa sebagai hidrograf satuan daerah studi, maka dalam perhitungan ini digunakan hidrograf satuan sintetis dari DR. Nakayatsu yang sudah banyak dipakai dalam menghitung debit banjir rencana sungai-sungai di Indonesia. Bentuk dari hidrograf banjirnya dinyatakan dalam bentuk curva sebagai berikut :



Besarnya banjir yang disebabkan oleh satuan spesifik curah hujan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut : (9)

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \frac{A \cdot R_e}{(0,3 T_p + T_{0,3})}$$

dimana :

$Q_p$  = Besarnya debit puncak banjir ( $m^3/dt$ )

$A$  = Luas daerah aliran ( $km^2$ )

$R_e$  = Curah hujan efektif (mm)

$T_p$  = Waktu dari permulaan banjir sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$  = Waktu dari puncak banjir sampai 0,3 debit puncak banjir (jam)

Untuk mendapatkan  $T_p$  dan  $T_{0,3}$  DR Nakayatsu mengusulkan rumus-rumus empiris sebagai berikut :(9)

$$T_p = T_g + 0,8 T_r$$

$$T_{0,3} = \alpha T_g$$

$$T_g = 0,4 + 0,058 L \quad \text{Untuk } L > 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0,21 L^{0,7} \quad \text{Untuk } L < 15 \text{ km}$$

dimana :

$T_g$  = time lag dari daerah aliran (jam)

$T_r$  = Satuan waktu dari curah hujan (jam)

$\alpha$  = Koefisien yang berkisar antara 1,5 - 3,5

$L$  = Panjang maximum dari sungai (km)

Persamaan unit hidrografnya sebagai berikut :

- KURVA NAIK

$$0 < t \leq T_p \quad Q/Q_p = (t/T_p)^{2,4}$$

- KURVA TURUN

$$T_p < t \leq (T_p + T_{0,3})$$

$$Q/Q_p = 0,3 \left[ \frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right]$$

$$(T_p + T_{0,3}) < t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

$$Q/Q_p = 0,3 \left[ \frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right]$$

$$t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$$

$$Q/Q_p = 0,3 \left[ \frac{t - T_p + 1,5 T_{0,3}}{2,0 T_{0,3}} \right]$$

Langkah-langkah perhitungan :

$$L = \text{panjang sungai} = 143 \text{ km} > 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0,4 + 0,058 \cdot 143 = 8,694 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} = 2,1 \cdot 8,694 = 18,26 \text{ jam}$$

$$T_p = 8,694 + 0,8 \cdot 1 = 9,494 \text{ jam}$$

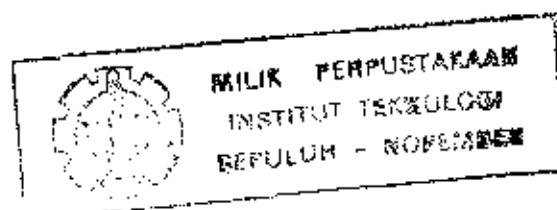
$$A = 3057 \text{ km}^2$$

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \cdot \frac{3057 \cdot 1}{(0,3 \cdot 9,494 + 18,26)} = 40,2 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{mm}$$

Hasil perhitungan selengkapnya disajikan dalam tabel 3.3.14. dan 3.3.15. serta 3.3.16 untuk masing-masing periode ulang 2 tahun, 50 tahun dan 100 tahun dan grafik 3.3.3.

Karena tidak tersedianya hidrograf banjir yang dapat digunakan untuk menghitung aliran dasar (base flow) maka dalam hal ini digunakan rata-rata debit minimum selama 24 tahun sebagai aliran dasar yaitu sebesar  $25,7 \text{ m}^3/\text{dt}$ .

Dari hasil perhitungan debit banjir dengan metode analisa frekwensi data debit dan metode unit hidrograf hasilnya jauh berbeda. Hal ini karena pada analisa frekkwensi, debit yang digunakan adalah debit rata-rata harian maximum bukan debit banjir sehingga hasilnya kecil. Maka yang digunakan adalah debit banjir dari hasil perhitungan metode unit hidrograf.



TABEL 3.3.14 : PERHITUNGAN HIDROGRAF BANJIR PERIODE ULANG 2 TAHUN

T	UH	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	BF	BANJIR
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/jam)	16,40	10,10	6,70	3,40	1,30	4,20	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
0,00	0,00	0,00						25,70	25,70
1,00	0,18	2,97	0,00					25,70	28,67
2,00	0,96	15,69	1,83	0,00				25,70	43,22
3,00	2,53	41,82	9,66	1,21	0,00			25,70	78,10
4,00	5,05	82,82	25,57	6,41	0,62	0,00		25,70	141,12
5,00	8,63	141,49	51,01	16,96	3,25	0,24	0,00	25,70	238,65
6,00	13,36	219,16	87,14	33,84	8,61	1,24	0,76	25,70	376,44
7,00	19,35	317,27	134,97	57,80	17,17	3,29	4,02	25,70	560,22
8,00	26,65	437,13	195,39	89,53	29,33	6,57	10,63	25,70	794,28
9,00	35,36	579,93	269,21	129,62	45,43	11,22	21,21	25,70	1082,31
9,49	40,16	658,61	357,15	178,98	65,78	17,37	36,23	25,70	1339,43
10,00	38,88	637,65	405,61	236,92	90,62	25,15	56,13	25,70	1477,78
11,00	36,40	596,96	392,70	269,07	120,23	34,65	81,25	25,70	1520,56
12,00	34,08	558,87	367,64	260,50	136,54	45,97	111,95	25,70	1507,17
13,00	31,90	523,21	344,18	243,88	132,20	52,21	148,52	25,70	1469,39
14,00	29,87	489,82	322,22	228,32	123,76	50,55	168,67	25,70	1409,04
15,00	27,96	458,57	301,66	213,75	115,86	47,32	163,30	25,70	1326,16
16,00	26,18	429,31	282,41	200,11	108,47	44,30	152,88	25,70	1243,18
17,00	24,51	401,91	264,39	187,34	101,55	41,47	143,13	25,70	1165,50
18,00	22,94	376,27	247,52	175,39	95,07	38,83	133,99	25,70	1092,77
19,00	21,48	352,26	231,73	164,20	89,00	36,35	125,44	25,70	1024,68
20,00	20,11	329,78	216,94	153,72	83,32	34,03	117,44	25,70	960,94
21,00	18,83	308,74	203,10	143,91	78,01	31,86	109,94	25,70	901,26
22,00	17,62	289,04	190,14	134,73	73,03	29,83	102,93	25,70	845,39
23,00	16,50	270,60	178,01	126,13	68,37	27,92	96,36	25,70	793,09
24,00	15,45	253,33	166,65	118,08	64,01	26,14	90,21	25,70	744,12
25,00	14,46	237,17	156,01	110,55	59,92	24,47	84,46	25,70	698,28
26,00	13,54	222,03	146,06	103,49	56,10	22,91	79,07	25,70	655,37
27,00	12,67	207,87	136,74	96,89	52,52	21,45	74,02	25,70	615,19
27,06	12,62	207,04	128,01	90,71	49,17	20,08	69,30	25,70	590,02
28,00	11,93	195,66	127,51	84,92	46,03	18,80	64,88	25,70	563,49
29,00	11,42	187,24	120,50	84,59	43,09	17,60	60,74	25,70	539,46
30,00	10,93	179,19	115,31	79,93	42,92	16,48	56,86	25,70	516,40
31,00	10,46	171,48	110,36	76,50	40,56	16,41	53,23	25,70	494,24
32,00	10,01	164,11	105,61	73,21	38,82	15,51	50,02	25,70	475,98
33,00	9,58	157,05	101,07	70,66	37,15	14,84	50,11	25,70	455,98
34,00	9,16	150,30	96,72	67,04	35,55	14,20	47,95	25,70	437,47
35,00	8,77	143,83	92,56	64,16	34,02	13,59	45,89	25,70	419,76
36,00	8,39	137,65	88,58	61,40	32,56	13,01	43,92	25,70	402,82
37,00	8,03	131,73	84,77	58,76	31,16	12,45	42,03	25,70	386,60
38,00	7,69	126,06	81,13	56,23	29,82	11,91	40,22	25,70	371,08
39,00	7,36	120,64	77,64	53,82	28,54	11,40	38,49	25,70	356,23
40,00	7,04	115,46	74,30	51,50	27,31	10,91	36,84	25,70	342,01

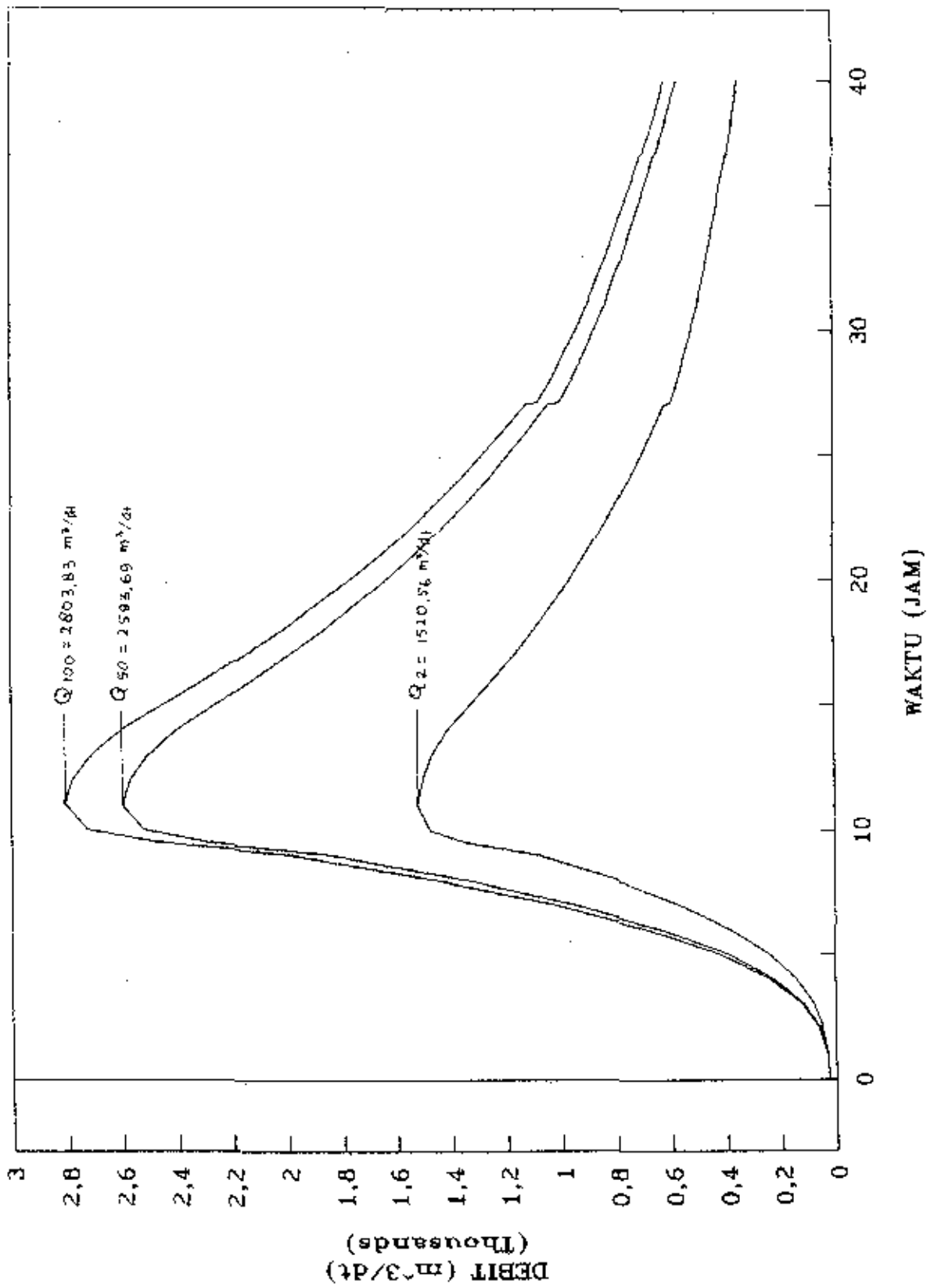
TABEL 3.3.15 : PERHITUNGAN HIDROGRAF BANJIR PERIODE ULANG 50 TAHUN

T	UH	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	BF	BANJIR
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	28,20	17,30	11,60	5,80	2,20	7,20	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
0,00	0,00	0,00						25,70	25,70
1,00	0,18	5,11	0,00					25,70	30,81
2,00	0,96	26,98	3,14	0,00				25,70	55,82
3,00	2,53	71,40	16,55	2,10	0,00			25,70	115,75
4,00	5,05	142,41	43,80	11,10	1,05	0,00		25,70	224,06
5,00	8,63	243,29	87,37	29,37	5,55	0,40	0,00	25,70	391,67
6,00	13,36	376,84	149,25	58,58	14,68	2,10	1,31	25,70	628,47
7,00	19,35	545,55	231,18	100,08	29,29	5,57	6,89	25,70	944,26
8,00	26,65	751,65	334,68	155,01	50,04	11,11	18,23	25,70	1346,42
9,00	35,36	997,19	461,12	224,41	77,51	18,98	36,36	25,70	1841,26
10,00	40,16	1132,49	611,75	309,19	112,20	29,40	62,12	25,70	2282,85
11,00	38,88	1096,44	694,76	410,19	154,59	42,56	96,22	25,70	2520,46
12,00	36,40	1026,48	672,64	465,85	205,10	58,64	139,29	25,70	2593,59
13,00	34,08	960,98	629,72	451,02	232,92	77,80	191,91	25,70	2570,05
14,00	31,90	899,66	589,54	422,24	225,51	88,35	254,60	25,70	2505,60
15,00	29,87	842,26	551,92	395,30	211,12	85,54	289,15	25,70	2400,98
16,00	27,96	788,51	516,70	370,07	197,65	80,08	279,94	25,70	2258,66
17,00	26,18	738,20	483,73	346,46	185,04	74,97	262,08	25,70	2116,18
18,00	24,51	691,10	452,87	324,35	173,23	70,19	245,36	25,70	1982,79
19,00	22,94	647,00	423,97	303,66	162,18	65,71	229,70	25,70	1857,91
20,00	21,48	605,72	396,92	284,28	151,83	61,52	215,04	25,70	1741,00
21,00	20,11	567,07	371,59	266,14	142,14	57,59	201,32	25,70	1631,55
22,00	18,83	530,88	347,88	249,16	133,07	53,92	188,48	25,70	1529,09
23,00	17,62	497,01	325,68	233,26	124,58	50,48	176,45	25,70	1433,16
24,00	16,50	465,29	304,90	218,38	116,63	47,25	165,19	25,70	1343,35
25,00	15,45	435,61	285,45	204,44	109,19	44,24	154,65	25,70	1259,27
26,00	14,46	407,81	267,23	191,40	102,22	41,42	144,78	25,70	1180,56
27,00	13,54	381,79	250,18	179,19	95,70	38,77	135,54	25,70	1106,87
28,00	12,67	357,43	234,22	167,75	89,59	36,30	126,96	25,70	1037,88
29,00	12,62	336,02	219,27	157,05	83,88	33,98	118,80	25,70	994,69
30,00	11,93	336,43	218,41	147,03	78,52	31,81	111,22	25,70	949,12
31,00	11,42	321,97	203,39	146,45	73,91	29,78	104,12	25,70	907,93
32,00	10,93	309,12	197,52	138,39	73,22	27,88	97,48	25,70	868,31
33,00	10,46	294,87	189,02	132,44	69,20	27,77	91,26	25,70	830,26
34,00	10,01	282,19	180,90	126,74	66,22	26,25	86,90	25,70	798,89
35,00	9,58	270,05	173,12	121,29	63,37	25,12	85,90	25,70	764,55
36,00	9,16	258,44	165,67	116,08	60,65	24,04	82,20	25,70	732,78
37,00	8,77	247,33	158,55	111,09	58,04	23,00	78,67	25,70	702,37
38,00	8,39	236,69	151,73	106,31	55,54	22,01	75,29	25,70	673,27
39,00	8,03	226,51	145,20	101,74	53,15	21,07	72,05	25,70	645,42
40,00	7,69	216,77	138,96	97,36	50,87	20,16	68,95	25,70	618,77
41,00	7,36	207,45	132,98	93,17	48,68	19,29	65,98	25,70	593,27
42,00	7,04	198,53	127,26	89,17	46,59	18,47	63,15	25,70	568,86

TABEL 3.3.16 : PERHITUNGAN HIDROGRAF BANJIR PERIODE ULANG 100 TAHUN

T	UH	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	BF	BANJIR
(jam)	(m <sup>3</sup> /dt/mm)	30,50	18,80	12,50	6,30	2,30	7,80	(m <sup>3</sup> /dt)	(m <sup>3</sup> /dt)
0,00	0,00	0,00						25,70	25,70
1,00	0,18	5,53	0,00					25,70	31,23
2,00	0,96	29,18	3,41	0,00				25,70	58,29
3,00	2,53	77,22	17,99	2,27	0,00			25,70	123,18
4,00	5,05	154,03	47,60	11,96	1,14	0,00		25,70	240,43
5,00	8,63	263,13	94,94	31,65	6,03	0,42	0,00	25,70	421,87
6,00	13,36	407,58	162,19	63,13	15,95	2,20	1,41	25,70	678,16
7,00	19,35	590,04	251,23	107,84	31,82	5,82	7,46	25,70	1019,92
8,00	26,65	812,95	363,70	167,04	54,35	11,62	19,75	25,70	1455,10
9,00	35,36	1078,52	501,10	241,82	84,19	19,84	39,39	25,70	1990,56
9,49	40,16	1224,86	664,80	333,18	121,88	30,74	67,29	25,70	2468,44
10,00	58,88	1185,87	755,00	442,02	167,92	44,49	104,23	25,70	2725,23
11,00	36,40	1110,20	730,96	501,99	222,78	61,30	150,90	25,70	2803,83
12,00	34,08	1039,36	684,32	486,01	253,00	81,33	207,90	25,70	2777,63
13,00	31,90	973,04	640,65	455,00	244,95	92,37	275,82	25,70	2707,33
14,00	29,87	910,95	599,78	425,97	229,32	89,43	313,24	25,70	2594,38
15,00	27,96	852,83	561,51	398,79	214,69	83,72	303,27	25,70	2440,50
16,00	26,18	798,41	525,68	373,34	200,99	78,38	283,92	25,70	2286,41
17,00	24,51	747,46	492,13	349,52	188,16	73,38	265,80	25,70	2142,16
18,00	22,94	699,77	460,73	327,22	176,16	68,69	248,84	25,70	2007,11
19,00	21,48	655,12	431,33	306,34	164,92	64,31	232,96	25,70	1880,68
20,00	20,11	613,32	403,81	286,79	154,39	60,21	218,10	25,70	1762,32
21,00	18,83	574,18	378,04	268,49	144,54	56,37	204,18	25,70	1651,51
22,00	17,62	537,54	353,92	251,36	135,32	52,77	191,15	25,70	1547,77
23,00	16,50	503,24	331,34	235,32	126,68	49,40	178,96	25,70	1450,65
24,00	15,45	471,13	310,20	220,30	118,60	46,25	167,54	25,70	1359,72
25,00	14,46	441,07	290,40	206,25	111,03	43,30	156,85	25,70	1274,60
26,00	13,54	412,93	271,87	193,09	103,95	40,54	146,84	25,70	1194,91
27,00	12,67	386,58	254,53	180,77	97,32	37,95	137,47	25,70	1120,31
27,06	12,62	385,05	238,28	169,23	91,11	35,53	128,70	25,70	1073,60
28,00	11,93	363,87	237,34	158,43	85,29	33,26	120,49	25,70	1024,39
29,00	11,42	348,23	224,29	157,81	79,85	31,14	112,80	25,70	979,81
30,00	10,93	333,25	214,64	149,13	79,54	29,15	105,60	25,70	937,01
31,00	10,46	318,92	205,41	142,72	75,16	29,04	98,86	25,70	895,81
32,00	10,01	305,20	196,58	136,58	71,93	27,44	98,47	25,70	861,90
33,00	9,58	292,08	188,13	130,70	68,84	26,26	93,06	25,70	824,76
34,00	9,16	279,52	180,04	125,08	65,88	25,13	89,05	25,70	790,40
35,00	8,77	267,50	172,29	119,70	63,04	24,05	85,22	25,70	757,51
36,00	8,39	255,99	164,88	114,56	60,33	23,02	81,56	25,70	726,04
37,00	8,03	244,99	157,79	109,63	57,74	22,63	78,05	25,70	695,92
38,00	7,69	234,45	151,01	104,92	55,25	21,08	74,70	25,70	667,10
39,00	7,36	224,37	144,51	100,40	52,88	20,17	71,48	25,70	639,52
40,00	7,04	214,72	138,30	96,09	50,60	19,30	68,41	25,70	613,12

GAMBAR 3.3.3  
HIDROGRAPH BANJIR 2, 50, 100 TAHUN



### 3.3.3. ANALISA SEDIMEN

#### 3.3.3.1. UMUM

Besarnya sedimentasi dalam suatu catchment dipengaruhi oleh topografi, penebangan hutan, intensitas hujan dan geologi. Pada umumnya sungai-sungai di pulau Jawa membawa jumlah sedimen yang cukup besar. Hal ini karena tingginya pengembangan lahan yang membuka lapisan tanah permukaan yang mungkin akan tererosi selama hujan lebat. Analisa sedimen pada PLTA Rawalo ini berdasarkan data suspended load yang dikumpulkan PLN selama penyelidikan lapangan di stasiun pengukuran debit Kaliwangi.

#### 3.3.3.2. PRODUKSI SEDIMEN

Muatan sedimen terdiri dari muatan layang dan muatan dasar. Karena tidak adanya data muatan dasar maka besarnya angkutan beban dasar diambil 15% dari muatan layang. Perbandingan jumlah sedimen dengan jumlah air akan sama dengan perbandingan arus sedimen dan arus air yang lewat tiap satu satuan waktu (debit). Hubungan tersebut dapat dinyatakan dengan rumus sebagai berikut : (12)

$$Q_s = K \cdot C \cdot Q_w$$

dimana :  $Q_s$  = Debit sedimen (ton/hari)

$Q_w$  = Debit air ( $m^3/dt$ )

$C$  = Konsentrasi sedimen (mg/l)

$K$  = Koefisien penyesuaian satuan (0,0864)



Hasil perhitungan disajikan dalam tabel 3.3.17.

TABEL 3.3.17 : PERHITUNGAN HUBUNGAN DEBIT AIR DAN DEBIT SEDIMEN

NO	K	QW	LN(QW)	CS	CS	QS	LN(QS)
	(m)	(m <sup>3</sup> /det)		(mg/lit)	(mg/lit)	(tn/hr)	
1	0,36	280,69	5,64	1166	1507,00	36547,74	10,51
2	0,36	280,69	5,64	1684	1507,00	36547,74	10,51
3	0,36	280,69	5,64	1671	1507,00	36547,74	10,51
4	1,59	668,15	6,50	2099	2465,33	142318,53	11,87
5	1,59	668,15	6,50	3011	2465,33	142318,53	11,87
6	1,59	668,15	6,50	2286	2465,33	142318,53	11,87
7	1,25	580,59	6,36	1616	1488,67	74675,56	11,22
8	1,25	580,59	6,36	1374	1488,67	74675,56	11,22
9	1,25	580,59	6,36	1476	1488,67	74675,56	11,22
10	0,83	457,13	6,12	750	886,33	35006,68	10,46
11	0,83	457,13	6,12	709	886,33	35006,68	10,46
12	0,83	457,13	6,12	1200	886,33	35006,68	10,46
13	0,73	424,12	6,05	565	632,00	23158,92	10,05
14	0,73	424,12	6,05	831	632,00	23158,92	10,05
15	0,73	424,12	6,05	500	632,00	23158,92	10,05
16	0,36	280,69	5,64	735	474,67	11511,61	9,35
17	0,36	280,69	5,64	333	474,67	11511,61	9,35
18	0,36	280,69	5,64	356	474,67	11511,61	9,35
19	0,44	315,58	5,75	207	244,33	6662,12	8,80
20	0,44	315,58	5,75	323	244,33	6662,12	8,80
21	0,44	315,58	5,75	203	244,33	6662,12	8,80
22	0,27	237,29	5,47	125	121,00	2480,77	7,82
23	0,27	237,29	5,47	131	121,00	2480,77	7,82
24	0,27	237,29	5,47	107	121,00	2480,77	7,82
25	0,3	252,35	5,53	63	84,33	1838,72	7,52
26	0,3	252,35	5,53	97	84,33	1838,72	7,52
27	0,3	252,35	5,53	93	84,33	1838,72	7,52

Regression Output:

Constant	-10,364651	0,000031
Std Err of Y Est	0,72721867	
R Squared	0,74943378	
No. of Observations	27	
Degrees of Freedom	25	
X Coefficient(s)	3,408101	
Std Err of Coef.	0,394127	

$$Q_s = 0,000031 Q_w^{3,408101}$$

Berdasarkan data suspended load di stasiun pengukuran debit kaliwangi yang terletak 0,15 km dari site, hubungan antara debit antara suspended load dan debit aliran dapat didekati dengan persamaan regresi sebagai berikut :

$$Q_s = A \cdot Q_w^B$$

dimana :

$Q_s$  = Debit suspended load (ton/hari)

$Q_w$  = Debit harian rata-rata ( $m^3/dt$ )

$A$  = Konstanta regresi

$B$  = Konstanta regresi

Dengan menggunakan persamaan power regresi akan diperoleh hubungan antara debit suspended load dan debit harian rata-rata sebagai berikut :

$$Q_s = A \cdot Q_w^B$$

$$\ln Q_s = \ln A + B \ln Q_w$$

misal :

$$\left. \begin{array}{l} \ln Q_s = Y \\ \ln A = Z \\ \ln Q_w = X \end{array} \right\} Y = Z + B X$$

dimana :

$$Z = \frac{\sum Y - B \sum X}{n}$$

$$B = \frac{n \sum XY - \sum X \cdot \sum Y}{n \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

dengan koefisien korelasi :

$$r = \frac{n \sum X \cdot Y - \sum X \cdot \sum Y}{\sqrt{(n \sum X^2 - (\sum X)^2) (n \sum Y^2 - (\sum Y)^2)}}$$

Dari hasil perhitungan yang disajikan tabel 3.3.17. maka diperoleh persamaan :

$$Q_s = 0,000031 Q_w^{3,408101}$$

Selanjutnya dengan memasukkan debit rata-rata harian daerah studi akan diperoleh angkutan suspended load seperti dalam tabel 3.3.18. Karena PLTA Rawalo adalah PLTA type run of river bukan type waduk, maka perhitungna sedimen disini hanya sebagai informasi saja.

TABEL 3.3.18 : PERHITUNGAN DEBIT SEDIMEN

=====				
: NO :	TH :	Qw :	Qs=0,000031Qw^3,408101 :	
:	:	(m/dt) :	(ton/ hr) :	
-----				
: 1 :	1958 :	208,4 :	2479,70 :	
: 2 :	1959 :	166,7 :	1158,62 :	
: 3 :	1960 :	190,8 :	1835,71 :	
: 4 :	1961 :	125,6 :	441,50 :	
: 5 :	1962 :	185,3 :	1661,54 :	
: 6 :	1963 :	106,2 :	249,23 :	
: 7 :	1964 :	159,2 :	990,39 :	
: 8 :	1965 :	116,2 :	338,68 :	
: 9 :	1966 :	143,2 :	690,29 :	
: 10 :	1967 :	99,8 :	201,65 :	
: 11 :	1968 :	178,3 :	1457,18 :	
: 12 :	1969 :	129,8 :	493,87 :	
: 13 :	1970 :	149,3 :	795,75 :	
: 14 :	1971 :	138,0 :	608,54 :	
: 15 :	1972 :	108,2 :	265,59 :	
: 16 :	1973 :	227,2 :	3328,43 :	
: 17 :	1974 :	261,2 :	5353,65 :	
: 18 :	1975 :	315,2 :	10157,71 :	
: 19 :	1976 :	213,0 :	2671,25 :	
: 20 :	1977 :	187,1 :	1717,19 :	
: 21 :	1978 :	222,0 :	3075,88 :	
: 22 :	1979 :	266,5 :	5733,01 :	
: 23 :	1980 :	250,4 :	4636,07 :	
: 24 :	1981 :	275,8 :	6443,97 :	
-----				
:	RATA -RATA :		2366,06 :	
=====				

## B A B IV

### PRA PERENCANAAN HIDROLIS PLTA

#### 4.1. PENENTUAN ALTERNATIF LOKASI BENDUNG

Dalam menentukan lokasi bendung untuk PLTA, diperlukan pertimbangan hal-hal sebagai berikut, guna memperoleh biaya pembangunan serendah mungkin :

1. Tinggi energi (head) yang mudah diperoleh, jumlah air yang berlimpah-limpah dan keadaan aliran yang bagus.
2. Letak geografis dan geologis yang baik untuk bendung, gedung sentral dan konstruksi lainnya.
3. Material untuk beton, bendung dan lain-lain mudah diperoleh di sekitar proyek.
4. Letaknya baik untuk pengangkutan bahan-bahan bangunan dan alat-alat berat.
5. Masalah-masalah yang timbul karena adanya proyek mudah dipecahkan.
6. Biaya transmisi yang rendah.

Berdasarkan pertimbangan tersebut diatas untuk PLTA Rawalo ini dipilih 2 alternatif lokasi as dam sebagaimana telah disebutkan dalam bab III butir 3.1. Dari kedua alternatif tersebut dipilih alternatif as dam yang paling menguntungkan dari segi teknik dan ongkos pembangunan secara kasar.

Dalam hal ini dipilih lokasi as dam alternatif II dengan pertimbangan sebagai berikut :

#### *PERTIMBANGAN TOPOGRAFI*

Keadaan topografi kedua alternatif lokasi as dam pada umumnya adalah sama dengan kemiringan dasar sungai yang landai dan morfologi dasar sungai yang bergelombang, hanya pada alternatif II ini penampang melintang sungai lebih sempit dari alternatif I, sehingga volume bendung alternatif II lebih kecil dari alternatif I.

#### *PERTIMBANGAN GEOLOGI*

- Batuan dasar (bed rock) pada alternatif I terdiri dari breksi andesit sedangkan pada alternatif II terdiri dari breksi andesit dan calcareous claystone yang lebih lembek dari breksi andesit.
- Adanya sesar pada alternatif I, sehingga ongkos penggalian dan pekerjaan beton menjadi lebih mahal dari alternatif II.

#### 4.2. PENENTUAN TYPE PENGEMBANGAN PLTA

Pada PLTA Rawalo ini dipilih type pengembangan run of river yaitu type PLTA yang membangkitkan tenaga listrik dengan memanfaatkan aliran sungai itu sendiri secara alamiah. Type run of river ini dipilih dengan pertimbangan sebagai berikut :

- Daerah yang akan dijadikan waduk (reservoir) mempunyai material yang kurang baik untuk tempat penampungan air, karena adanya patahan deposit alluvial dalam jumlah yang besar dan adanya sesar geser.
- Pada bagian upstream lokasi dam alternatif I dan II ada jembatan kereta api dan jembatan jalan raya yang relatif masih baru dengan elevasi  $\pm 18,5$  m serta kota Banyumas dengan elevasi  $\pm 17,5$  m sehingga akan menelan biaya yang sangat mahal apabila dibuat waduk.

Pada umumnya untuk PLTA type run of river digunakan bendung pemasukan (intake dam) dengan bahan dari beton.

Dengan memperhatikan kebutuhan air untuk proyek irigasi Serayu Gambarsari, maka pola pengembangan PLTA dipisah jadi dua intake yaitu :

- Intake kiri yang direncanakan sesuai dengan kebutuhan debit proyek irigasi Serayu Gambarsari sebesar  $30\text{m}^3/\text{dt}$  dan debit PLTA, pada intake kiri ini dengan pola pengembangan PLTA type run of river.
- Intake kanan direncanakan hanya untuk PLTA dengan sisa debit yang tersedia, pada intake kanan ini dengan pola pengembangan PLTA type dam rendah.

#### 4.3. PENENTUAN DEBIT PEMBANGKIT

Untuk menentukan debit pembangkit pada PLTA type run of river, dilakukan hanya menganalisa kurva durasi alirannya.

Debit andalan maximum adalah debit pembangkit yang dapat dialirkan pada PLTA type run of river yang mempunyai waduk/tampungan pengatur apabila debit tersebut dipergunakan untuk pembangkit listrik yang dioperasikan untuk memenuhi beban puncak. Debit andalan maximum dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut : (4)

$$Q_p = \frac{Q_i}{LF}$$

dimana :

$Q_p$  = Debit andalan maximum ( $m^3/dt$ )

$Q_i$  = Debit andalan ( $m^3/dt$ )

LF = Load faktor adalah perbandingan antara beban rata-rata dalam jangka waktu tertentu dengan beban maximum dalam jangka waktu tersebut.

Dalam menentukan debit pembangkit ini perlu dilakukan studi optimasi untuk memperoleh besar debit pembangkitan optimum yang dapat memberikan produksi tenaga yang optimal. Proses optimasi dapat dilakukan dengan membandingkan beberapa skala pengembangan (RD(:)) sampai mencapai index Ci terkecil.



Pada intake kanan =  $191,67 \text{ m}^3/\text{dt}$

Pada intake kiri =  $25 \text{ m}^3/\text{dt}$

yang optimal adalah :

Dari tabel 4.3.1 dan 4.3.2 dapat dilihat bahwa debit pembangkit

4.3.2.

Hasil perhitungan selengkapanya disajikan dalam tabel 4.3.1 dan

$$= 9,8 \cdot \eta \cdot H_{net} \cdot Q \cdot (1 - LF) \cdot 24 \cdot 365$$

$E_s$  = Energi sekunder

$$= 9,8 \cdot \eta \cdot H_{net} \cdot Q \cdot 24 \cdot 365$$

$E_p$  = Energi tahunan (primer)

dimana :

$$C_i = \frac{E_p + 0,5 E_s}{\text{Biaya konstruksi}}$$

energi yang dihasilkan.

Index pembandingan ( $C_i$ ) adalah perbandingan biaya konstruksi dengan

$$= 0,4 ; 0,5 ; 0,6 ; 0,7 ; 0,8 ; 0,9 ; 1,0$$

$$RD (i) = \frac{\text{Debit pembangkit rata-rata}}{\text{Debit pembangkit maksimum}}$$

adalah sebagai berikut : (4)

Besarnya skala pengembangan ( $RD(i)$ ) pada type PLTA run of river



TABEL 4.3.1: PERHITUNGAN SKALA PENGEMBANGAN OPTIMAL PEANGKIT KIRI

PARAMETER	kasus						
	1	2	3	4	5	6	7
Load Faktor	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Debit							
Q Firo( $m^3/dt$ )	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
Q Peak( $m^3/dt$ )	25,00	20,00	16,67	14,29	12,50	11,11	10,00
Operating Level							
FSL(EI:m)	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00
TWL(EI:m)	12,60	12,60	12,60	12,60	12,60	12,60	12,60
Head							
Gross Head(m)	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
Head Loss(m)	0,12	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
Net Head(m)	3,28	3,27	3,27	3,27	3,27	3,27	3,27
Kapasitas Terpasang(mw)	0,67	0,54	0,45	0,38	0,34	0,30	0,27
Energy Output							
Primer(ghw)	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
Sekunder(ghw)	3,54	2,36	1,57	1,01	0,59	0,26	0,00
Total(ghw)	4,13	3,54	3,15	2,86	2,65	2,49	2,36
Total Cost(us\$10 <sup>6</sup> )	13,19	12,40	11,86	11,46	11,15	10,90	10,70
Indeks Cost(us/kwh)	3,19	3,50	3,77	4,00	4,20	4,38	4,54

TABEL 4.3.2 : PERHITUNGAN SKALA PENGEMBANGAN OPTIMAL PEMBANGKIT KANAN

PARAMETER	kasus						
	1	2	3	4	5	6	7
Load Factor	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
Debit							
Q Fmax(m <sup>3</sup> /dt)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Q Favg(m <sup>3</sup> /dt)	191,67	156,67	123,33	85,00	55,00	0,00	0,00
Operating Level							
FSL(El:m)	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	-
TML(El:m)	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	-	-
Head							
Gross Head(m)	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	-	-
Head Loss(m)	1,26	1,17	1,08	0,96	0,84	-	-
Net Head(m)	8,74	8,83	8,92	9,04	9,16	-	-
Kapasitas Terpasang(mw)	13,80	11,38	9,05	6,33	4,15	-	-
Energy Output							
Primer(gwh)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
Sekunder(gwh)	72,51	49,86	31,72	16,62	7,27	-	-
Total(gwh)	36,25	24,93	15,86	8,31	3,63	-	-
Total Cost(us\$10 <sup>6</sup> )	39,56	34,84	30,16	24,48	19,68	-	-
Index Cost(us/kwh)	1,09	1,40	1,90	2,94	5,42	-	-

#### 4.4. LENGKUNG KAPASITAS DAN LUAS GENANGAN

Untuk membantu perhitungan-perhitungan dalam perencanaan, diperlukan hubungan antara duga muka air dengan luas genangan dan isi waduk.

Lengkung luas - elevasi dibentuk dengan cara mengukur luas yang diapit oleh tiap-tiap garis kontour di dalam kedudukan waduk tersebut. Dari lengkung luas - elevasi tersebut dapat diperoleh lengkung kapasitas waduk dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut : (4)

$$V_n = \sum_0^n \frac{(h_n - h_{n-1}) (A_n + A_{n-1})}{2}$$

dimana :

$V_n$  = Volume tampungan pada elevasi n

$h_n$  = Tinggi genangan pada elevasi n

$h_{n-1}$  = Tinggi genangan pada elevasi n-1

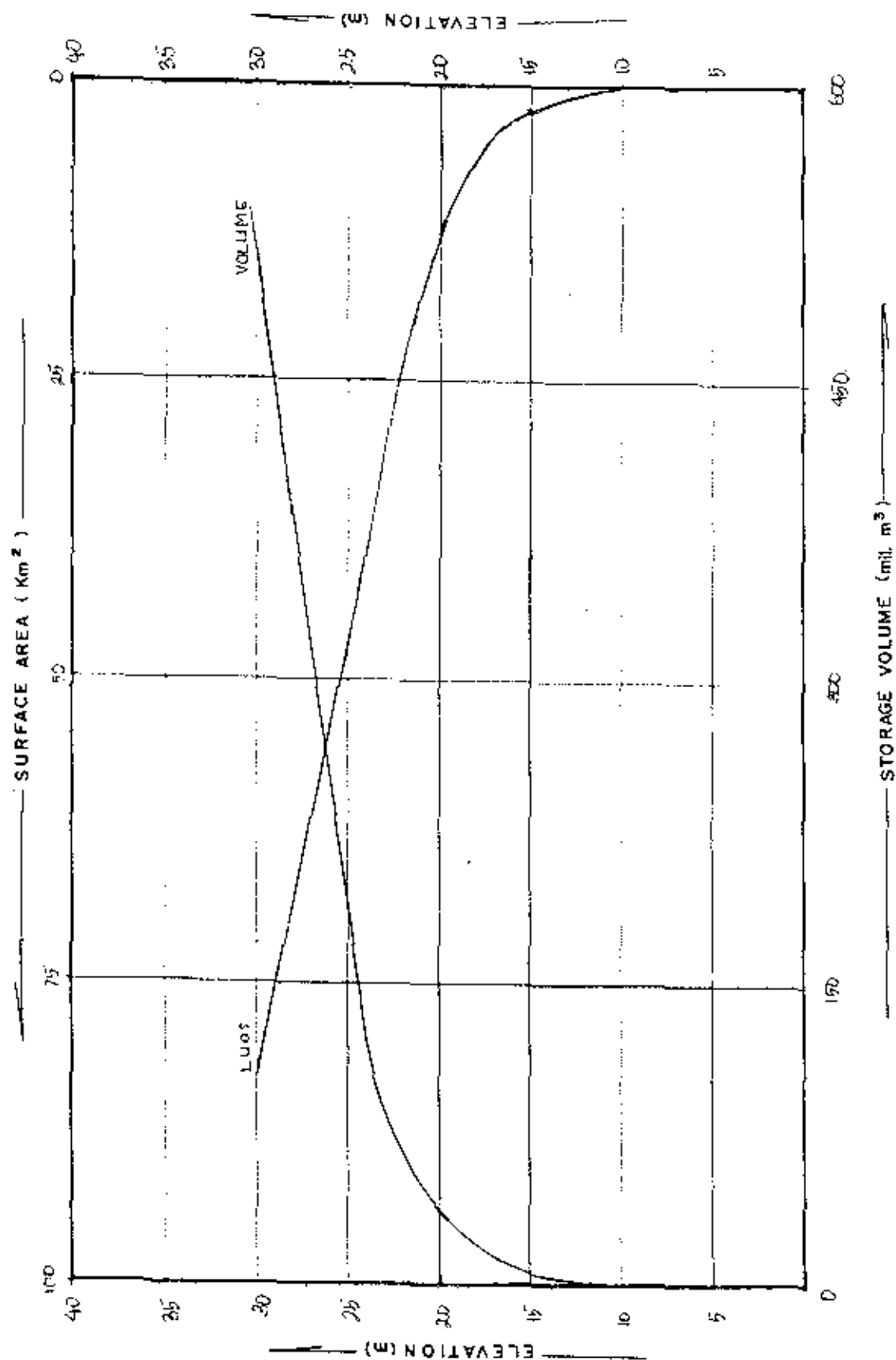
$A_n$  = Luas daerah genangan pada elevasi n

$A_{n-1}$  = Luas daerah genangan pada elevasi n-1

Hasil perhitungan dan grafik disajikan pada gambar 4.4.1. dan gambar 4.4.1.

TABEL 4.4.1 : PERHITUNGAN LENGKUNG KAPASITAS  
WADUK RAWALU (sumber data (2))

Elevasi (m)	Luas Genangan (km <sup>2</sup> )	Volume Waduk (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
0,00	0,00	0,000
10,00	0,00	0,000
15,00	2,21	5,525
17,00	4,13	11,865
20,00	12,47	36,765
25,00	47,42	186,490
30,00	82,37	510,965



GAMBAR 4.4.1. LENGKUNG KAPASITAS DAN LUAS GENANGAN WADUK

#### 4.5. PENENTUAN TINGGI MUKA AIR OPERASI

##### 4.5.1. PENENTUAN ELEVASI INTAKE

Elevasi intake ditentukan oleh elevasi ambang bendung dengan rumus sebagai berikut :(1)

$$EI \text{ Intake} = RL + H_d + F_b$$

dimana :

RL = Elevasi dasar sungai

H<sub>d</sub> = Tinggi ambang bendung

F<sub>b</sub> = Jagaan (m)

Jadi EI intake = 5 + 1 + 1 = 7 m

##### 4.5.2. PENENTUAN ELEVASI MUKA AIR OPERASI MINIMUM (MOL)

Elevasi muka air operasi minimum adalah tinggi muka air di sungai (waduk) yang dianggap sebagai batas minimum keterbatasan air untuk pengoperasian sistem pembangkit listrik.

Elevasi muka air operasi minimum ditentukan pada elevasi tertentu diatas elevasi intake yang dirumuskan sebagai berikut :(1)

$$MOL = RL + H_i + H_o$$

dimana :

MOL = Elevasi muka air operasi minimum

RL = Elevasi dasar sungai

$H_i$  = Tinggi intake dari dasar sungai

$H_o$  = Tinggi air di trash rack  $(Q_p/2)^2$

$$\text{Jadi MOL} = 5 + 2 + \left( \frac{191,67/4}{2} \right)^2 = 12,00 \text{ m}$$

#### 4.5.3. PENENTUAN ELEVASI MUKA AIR OPERASI MAXIMUM (FSL)

Elevasi muka air operasi maximum ditentukan dari elevasi muka air operasi minimum ditambah dengan tinggi pengoperasian harian apabila PLTA akan digunakan untuk mendukung beban puncak dan dirumuskan sebagai berikut :(1)

$$FSL = MOL + H_r$$

dimana :

FSL = Elevasi muka air operasi maximum

MOL = Elevasi muka air operasi minimum

$H_r$  = Tinggi pengoperasian diatas MOL

*VOLUME PENGOPERASIAN HARIAN YANG DIPERLUKAN :*

DARI PEMBANGKIT KANAN

$$\begin{aligned} V &= (Q_p - Q_f) \cdot LF \cdot 24 \cdot 3600 \\ &= (191,67 - 0) \cdot 0,4 \cdot 24 \cdot 3600 = 6,62 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

DARI PEMBANGKIT KIRI

$$\begin{aligned} V &= (Q_p - Q_f) \cdot LF \cdot 24 \cdot 3600 \\ &= (25 - 10) \cdot 0,4 \cdot 24 \cdot 3600 = 0,52 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Volume pengoperasian harian total :

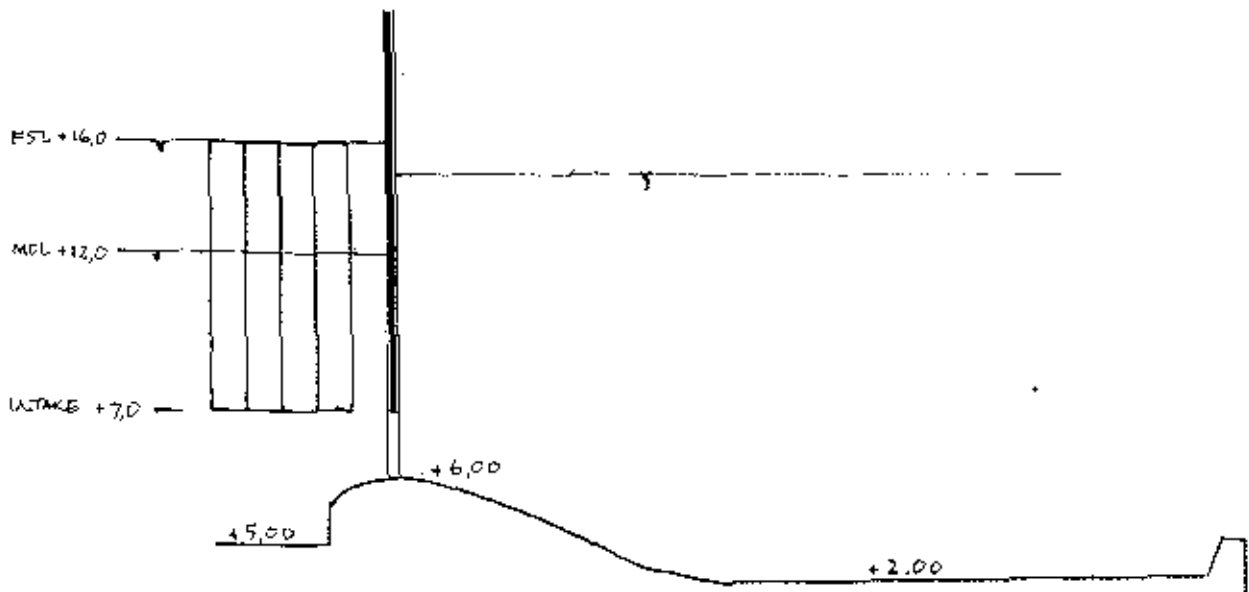
$$\begin{aligned} V &= 6,62 \cdot 10^6 + 0,52 \cdot 10^6 \\ &= 7,14 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

### TINGGI PENGOPERASIAN :

Dari lengkung kapasitas waduk (gambar 4.4.1) untuk volume pengoperasian harian ( $V$ ) =  $7,14 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  diperoleh tinggi pengoperasian harian ( $H_r$ ) = 4m diatas MDL.

Jadi elevasi muka air operasi maximum adalah :

$$\begin{aligned} \text{FSL} &= \text{MDL} + H_r \\ &= 12,00 + 4 \\ &= + 16 \text{ m} \end{aligned}$$





#### 4.6. FASILITAS PEMBANGKIT

##### 4.6.1. GATED DIVERSION WEIR

Karena fungsi PLTA tipe run of river biasanya direncanakan sebagai pembangkit guna keperluan memenuhi beban dasar, maka bila direncanakan sebagai pembangkit beban puncak, harus disediakan volume tampungan yang dapat beroperasi harian dalam hal ini diperlukan weir yang berpintu.

Weir jenis ini terdiri dari beberapa pintu dengan stalling basin dari plat beton pada bagian down stream pintu. Pintu-pintu ini diperlukan untuk :

- memperoleh kapasitas tampungan harian diantara muka air operasi max (FSL) dan muka air operasi minimum (MOL).
- mempertahankan muka air waduk pada FSL selama mungkin untuk membangkitkan daya yang besar.
- mencegah peningkatan muka air waduk diatas FSL selama banjir, dengan membuka semua pintu.

##### *DIMENSI PINTU*

Dimensi pintu ditentukan dengan rumus-rumus empiris sebagai berikut :(1)

$$GH = FSL - (RL + 1)$$

$$GW = 1,5 \times GH \geq 10 \text{ m}$$

$$N = (Rw/GW + 1)$$

dimana :

GH = tinggi pintu (m)

GW = lebar pintu (m)

FSL = muka air operasi maximum

RL = elevasi dasar sungai

RW = lebar sungai

$$GH = 16 - (5 + 1) = 10 \text{ m}$$

$$GW = 1,5 \times 10 = 15 \text{ m}$$

$$N = (125/15 + 1) = 10 \text{ buah}$$

#### AMBANG

Ambang dari sluice way diletakkan 1 m diatas dasar sungai dengan bentuk ambang type WES yang persamaan sebagai berikut :(16)

$$X^n = K H_d^{n-1} Y$$

dimana :

X, Y = Koordinat profil ambang dengan titik awal pada titik tertinggi

Hd = tinggi tekan rencana

k, n = parameter-parameter yang tergantung pada kemiringan muka pelimpah bagian hulu.

Nilai-nilai k dan n ditetapkan sebagai berikut :(16)

Kemiringan muka bagian hulu	K	n
- tegak lurus	2,000	1,850
- 3 : 1	1,936	1,836
- 3 : 2	1,939	1,810
- 3 : 3	1,873	1,776

Dipilih kemiringan muka air bagian hulu tegak lurus dengan harga  $K = 2,000$  dan  $n = 1,850$  jadi persamaan profil ambang adalah :

$$x^{1,850} = 2 (3,7)^{1,850 - 1} y$$

$$x^{1,850} = 6,1 y$$

$$y = 0,164 x^{1,850}$$

Hasil perhitungan selengkapnya sebagai berikut :

Y	X
0,00	0,00
1,00	2,66
2,00	3,87
3,00	4,81
4,00	5,62

#### PERHITUNGAN TINGGI AIR BANJIR

Untuk menghitung tinggi air banjir diatas ambang digunakan persamaan debit pelimpah dari WES sebagai berikut : (16)

$$Q = C L H_e^{1,5}$$

dimana :

$Q$  = debit yang melalui pelimpah

$C$  = koefisien debit (gambar 4.6.1)

$L$  = panjang efektif mercu

$H_e$  = tinggi energi total

$$Q_{100} = 2803,83 \text{ m}^3/\text{dt} = 99016,3 \text{ ft}^3/\text{dt}$$

dicoba tinggi air banjir diatas ambang ( $H_d$ ) = 3,85 m = 12,63 ft.

Tinggi air total =  $h + H_d = 1 + 3,85 = 4,85 \text{ m} = 15,9 \text{ ft}$ .

Lebar total bendung =  $10 \times 15 + 9 \times 3 = 177 \text{ m} = 580,7 \text{ ft}$ .

$$\begin{aligned} \text{Tinggi kecepatan (H}_a \text{)} &= V^2/2g = \frac{(99016,3/15,9 \times 580,7)^2}{2 \times 32,16} \\ &= 1,79 \text{ ft} \end{aligned}$$

Tinggi energi total ( $H_e$ ) =  $H_d + H_a = 12,63 + 1,79 = 14,42$  ft  
diatas ambang.

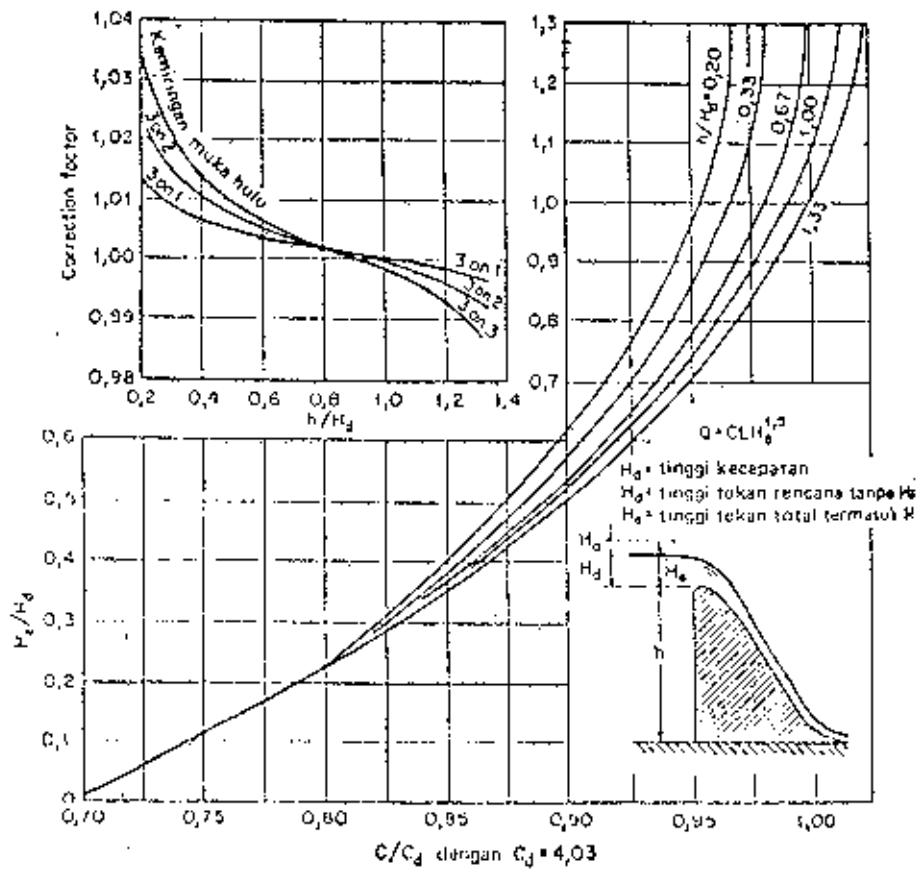
$$\left. \begin{aligned} H_e/H_d &= 14,42/12,63 = 1,1 \\ H/H_d &= 3,28/12,63 = 0,36 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{dari gambar 4.6.1} \\ &C/C_d = 0,97 \quad C = 0,97 \times 4,03 \\ &= 3,90 \end{aligned}$$

Panjang efektif bendung :

$$\begin{aligned} L &= L_0 - 0,1 \times n \times H_e \\ &= 492,13 - 0,1 \times 2 \times 10 \times 14,42 \\ &= 463,29 \text{ ft} \end{aligned}$$

Tinggi air diatas ambang :

$$\begin{aligned} Q &= C L H_e^{1,5} \\ H_e &= (Q/CL)^{2/3} = (99016,3/(3,9 \times 463,29))^{2/3} \\ &= 14,42 \text{ ft} \\ H_d &= H_e - H_a = 14,42 - 1,79 = 12,63 \text{ ft} \end{aligned}$$



GAMBAR 4.6.1. HUBUNGAN TINGGI TEKAN DENGAN DEBIT UNTUK BENTUK PELIMPAH STANDARD WES



## 4.6.2. STILLING BASIN

Untuk menjaga scouring di dasar sungai pada waktu banjir maka pada bagian down stream weir diberi perlindungan dari apron beton. Untuk menentukan panjang perlindungan dasar sungai digunakan perhitungan panjang loncatan hidrolis sebagai berikut : (6)

$$LB = 4,5 H_2$$

$$H_2 = H_1 ((1 + 8 F_1^2)^{1/2} - 1)/2$$

$$H_1 = \frac{q}{\sqrt{2 g (w + H - H_1 - HF)}}$$

$$HF = 0,02 w (w/H + 1)$$

dimana :

LB = panjang stilling basin (m)

H<sub>1</sub> = tinggi air sebelum hydraulic jump (m)

H<sub>2</sub> = tinggi air setelah hydraulic jump (m)

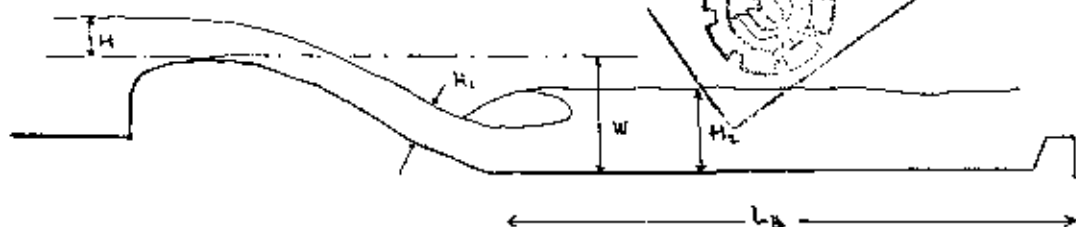
q = debit per unit panjang = Q/L

w = tinggi jatuh (selisih elevasi crest mercu dengan elevasi stilling basin)

H = tinggi air diatas ambang mercu (m)

HF = kehilangan tinggi (m)

F<sub>1</sub> = bilangan froud =  $V_1 / (g \times H_1)^{1/2}$



$$H_f = 0,02 \times 1 \times (1/3,85 + 1) = 0,1 \text{ m}$$

$$H_1 = 15,84 / \sqrt{2 \times 9,8 \times (1 + 3,85 - H_1 - 0,1)} = 1,42 \text{ m}$$

$$F_1 = (2803,8/177 \times 1,42)/(9,8 \times 1,42)^{1/2} = 2,99$$

$$H_2 = 1,42 \left( (1 + 8 \times 2,99^2)^{1/2} - 1 \right) / 2 = 5,34 \text{ m}$$

$$LB = 4,5 \times 5,34 = 24 \text{ m}$$

#### 4.6.3. INTAKE

Intake adalah bangunan yang mengalirkan aliran sungai menuju ke konduit, ambang intake diletakkan 1 m atau lebih diatas lantai penggelontoran lumpur. Jadi elevasi intake = 6 + 1 = + 7 m. Luas intake ditentukan sedemikian rupa sehingga kecepatan masuk debit yang direncanakan berkisar antara 0,5 ~ 1 m/dt, hal ini adalah untuk mengurangi head loss dan sampah yang masuk serta untuk memudahkan pengoperasian penggaruk sampah pada trash rack.

##### INTAKE KANAN

Direncanakan lubang intake berjumlah 4 buah.

$$Q \text{ rencana} = 191,67/4 = 47,92 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V \text{ rencana} = 0,75 \text{ m/dt}$$

$$\text{Luas masing-masing lubang yang diperlukan } A = Q/V$$

$$= 47,92/0,75 = 63,89 \text{ m}^2$$

$$\text{Lebar masing-masing lubang } B = A/h = 63,89/(16 - 7)$$

$$= 7 \text{ m}$$

*INTAKE KIRI*

Direncanakan lubang intake berjumlah 2 buah.

$$Q_{\text{rencana}} = (Q_{\text{PLTA}} + Q_{\text{ungas}})/2 = (25 + 30)/2 = 27,5 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$V_{\text{rencana}} = 0,50 \text{ m/dt}$$

$$\text{Luas masing-masing lubang } A = Q/V = 27,5/0,5 = 55 \text{ m}^2$$

$$\text{Lebar masing-masing lubang } B = 55/(16 - 7) = 6 \text{ m}$$

*BUKAAN PINTU INTAKE*

Untuk mencari bukaan pintu digunakan persamaan sebagai berikut : (16)

$$Q = C_1 a B \sqrt{2 g h_0}$$

dimana :

$Q$  = debit yang melalui pintu

$C_1$  = koefisien debit yang diperoleh dari gambar 4.6.2

$a$  = tinggi bukaan pintu (m)

$B$  = lebar pintu (m)

$g$  = percepatan gravitasi ( $\text{m/dt}^2$ )

$h_0$  = kedalaman air pada hulu pintu

*INTAKE KANAN*

Direncanakan jumlah pintu 4 buah dengan lebar masing-masing pintu 7 m, sehingga tinggi bukaan pintu :

$$a = \frac{Q}{C_1 B \sqrt{2 g h_0}} = \frac{191,67}{C_1 4 \times 7 \sqrt{2 \times 9,8 \times 9,0}}$$

$$\text{dicoba: } a = 2,70 ; h_0/a = 9,0/2,7 = 3,3 ; h_z/a = 8,7/2,7 = 3,2$$

dari gambar 4.6.2 didapat  $C_1 = 0,19$  maka tinggi bukaan pintu



$$a = \frac{191,67}{0,19 \times 28 \sqrt{176,4}} = 2,7$$

Jadi tinggi bukaan pintu pada intake kanan adalah 2,7 m.

#### INTAKE KIRI

Direncanakan jumlah pintu 2 buah dengan lebar masing-masing pintu 6 m, sehingga tinggi bukaan pintu :

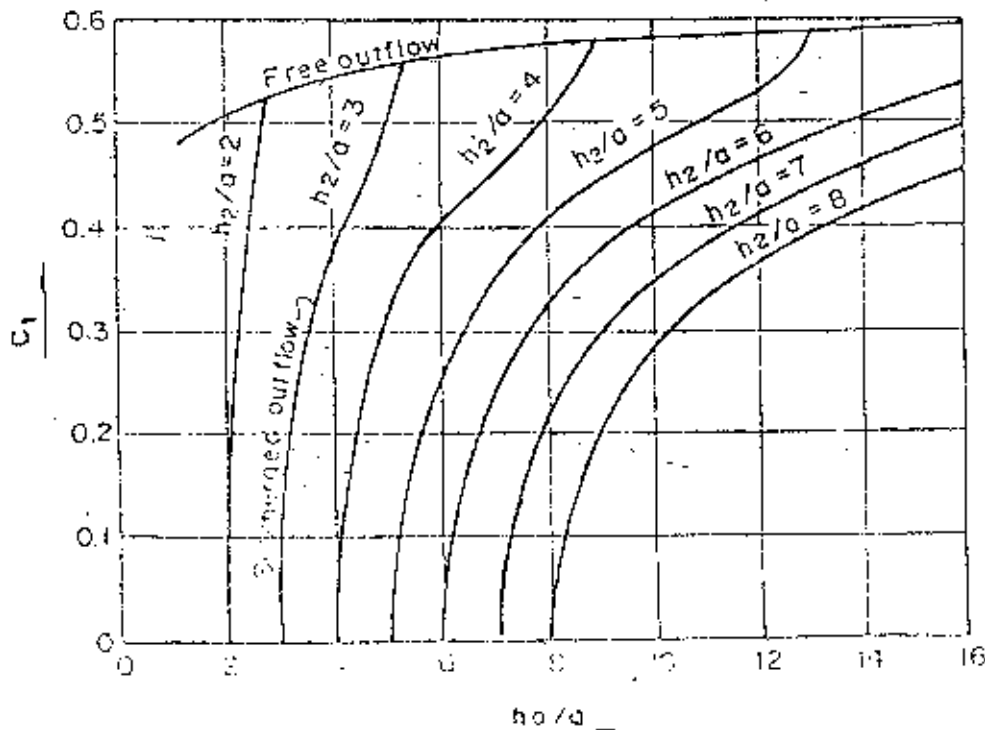
$$a = \frac{Q}{C_1 B \sqrt{2 g h_0}} = \frac{55}{C_1 2 \times 6 \sqrt{2 \times 9,8 \times 9,0}}$$

dicobaa  $a = 2,50$  ;  $h_0/a = 9,0/2,5 = 3,6$  ;  $h_2/a = 8,7/2,5 = 3,5$

dari gambar 4.6.2 didapat  $C_1 = 0,15$  maka tinggi bukaan pintu

$$a = \frac{55}{0,15 \times 12 \sqrt{176,4}} = 2,5$$

Jadi tinggi bukaan pintu pada intake kanan adalah 2,5 m.



GAMBAR 4.6.2. KOEFISIEN DEBIT UNTUK PINTU VERTIKAL

#### 4.6.4. SANDTRAP BASIN/KOLAM PENGENDAP PASIR

Karena PLTA Rawalo ini termasuk PLTA type ROR untuk menghindari masuknya tanah atau pasir kedalam saluran air, maka perlu dibangun kolam pengendap pasir didekat bendung (sesudah intake). Kolam pengendap ini pada umumnya harus dibangun sedemikian rupa sehingga tanah dan pasir dapat sepenuhnya mengendap dengan jalan melebarkan penampang saluran air dan membatasi kecepatan air antara 0,3 - 0,6 m/dt.

##### DIMENSI KOLAM PENGENDAP PASIR

Dimensi kolam pengendap pasir ditentukan oleh ukuran diameter partikel yang harus diendapkan, biasanya 0,5 mm - 1 mm. Perhitungannya digunakan rumus-rumus sebagai berikut : (5,6,11)

##### \* LEBAR KOLAM PENGENDAP PASIR (B)

$$B = \frac{Q}{h \times v}$$

dimana :

B = lebar kolam pengendap pasir

h = kedalaman air dalam kolam pengendap

v = kecepatan rata-rata aliran dalam kolam pengendap pasir

Q = debit rencana yang melalui kolam pengendap pasir

- Pembangkit kanan

$$B = 191,67 / (9,0 \times 0,5) \approx 40 \text{ m}$$

- Pembangkit kiri

$$B = 55 / (9,0 \times 0,3) \approx 20 \text{ m}$$

# \* PANJANG KOLAM PENGENDAP PASIR (L)

Panjang kolam pengendap pasir harus lebih panjang 2 kali panjang minimum yang dirumuskan sebagai berikut : (6)

$$L_1 = \frac{h \times v}{v_s}$$

$$L = 2 L_1$$

dimana :

$L$  = panjang kolam pengendap pasir yang diperlukan

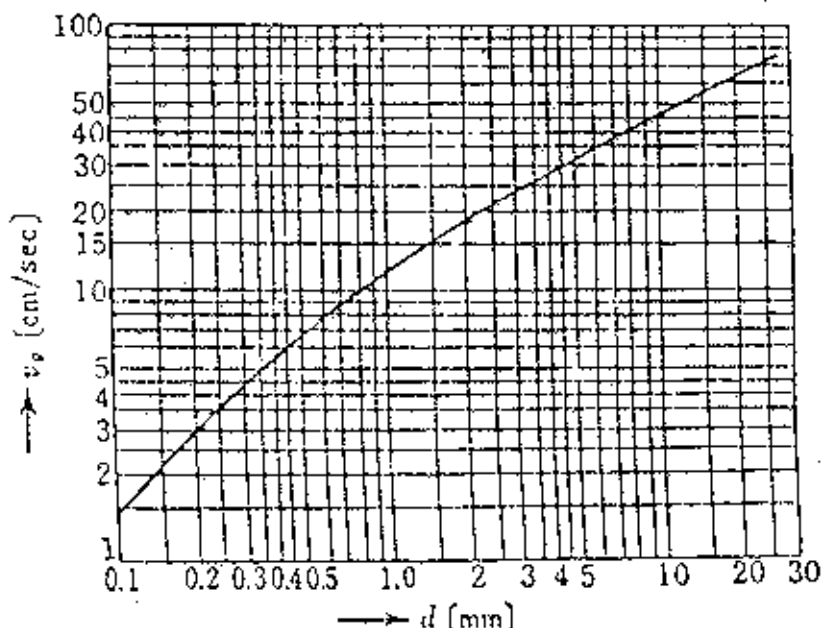
$L_1$  = panjang minimum kolam pengendap pasir

$h$  = kedalaman air dalam kolam pengendap pasir

$v$  = kecepatan rata-rata aliran dalam kolam pengendap pasir

$v_s$  = kecepatan teoritis dari partikel yang harus diendapkan

Diameter partikel yang harus diendapkan pada kolom pengendap ini direncanakan 1 mm sehingga dari gambar 4.6.3 diperoleh kecepatan mengendap  $v_s = 0,13$  m/dt.



GAMBAR 4.6.3. HUBUNGAN KECEPATAN PENGENDAP DAN DIAMETER BUTIR

- Pembangkit kanan :

$$L_1 = (9,0 \times 0,5)/0,13 \approx 35 \text{ m}$$

$$L = 2 \times 35 = 75 \text{ m}$$

- Pembangkit kiri :

$$L_1 = (9,0 \times 0,3)/0,13 = 20 \text{ m}$$

$$L = 2 \times 20 = 40 \text{ m}$$

Untuk mencegah agar aliran tidak meander didalam kolam dimensi kantong sebaiknya juga sesuai dengan kaidah  $L/B \geq 8$ , maka kolam harus dibagi-bagi kearah memanjang dengan dinding-dinding pemisah untuk mencapai perbandingan antara L dan B. (11)

Kolam pengendap pasir kanan dibagi menjadi 4 ruang sehingga :

$$B_1 = B/4 = 40/4 = 10 \text{ m}$$

$$L/B_1 = 75/10 \approx 8 \text{ m}$$

Kolam pengendap pasir kiri dibagi menjadi 4 ruang sehingga :

$$B_1 = 20/4 = 5 \text{ m}$$

$$L/B_1 = 40/5 = 8$$

#### SALURAN TRANSISI

Untuk menghindari pusaran-pusaran atau olakan-olakan air maka di kedua ujung kolam pengendap pasir diberi saluran transisi yang panjangnya dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :(16)

$$L = \cotg 12,5^\circ \left[ \frac{B - b}{2} \right]$$

dimana :

L = Panjang Saluran Transisi

B = Lebar Kolam Pengendap Pasir

b = Lebar Saluran

- Pembangkit Kanan :

$$L = 4,5 \left[ \frac{40 - 28}{2} \right] = 27 \text{ m}$$

- Pembangkit Kiri :

$$L = 4,5 \left[ \frac{20 - 12}{2} \right] = 18 \text{ m}$$

#### \* KEMIRINGAN DASAR

Kemiringan memanjang dasar kolam pengendap pasir harus direncanakan sedemikian rupa, sehingga terjadi kecepatan aliran yang cukup tinggi pada waktu pembilasan untuk menghanyutkan diameter endapan sedimen terbesar dalam kolam. Kemiringan dasar kolam berkisar antara 1/50 - 1/70.

#### 4.6.5. PIPA PESAT / (PENSTOCK)

Untuk mengalirkan air dari intake ke turbin air digunakan pipa pesat (penstock). Pada PLTA Rawalo digunakan pipa pesat dari baja ± 22 m yang mempunyai rute dari kolam pengendap pasir kemudian terus menuju ke rumah turbin (power house). Pembangkit kiri adalah pembangkit yang kecil, maka direncanakan menggunakan 1 unit pembangkit dengan panjang pipa pesat 15 m. Sedangkan pembangkit kanan adalah pembangkit yang cukup besar maka direncanakan menggunakan 2 unit pembangkit dengan panjang pipa pesat 22 m.

## DIAMETER PENSTOCK

Diameter penstock tergantung dari tinggi tekan (head) dan debit pembangkit maximum. Pada PLTA Rawalo yang mempunyai head  $\pm 10 \text{ m} < 50 \text{ m}$  maka digunakan rumus sebagai berikut : (4)

$$D_p = 0,794 Q_p^{0,404}$$

dimana :  $D_p$  = Diameter Penstok

$Q_p$  = Debit pembangkit maksimum ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )

Pembangkit kanan

- Sebelum bercabang

$$Q_p = 191,67 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$D_p = 0,794 (191,67)^{0,404} = 6,6 \text{ m}$$

- Setelah bercabang

$$Q_p = 191,67 / 2 = 95,8 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$D_p = 0,794 (95,8)^{0,404} = 5,0 \text{ m}$$

Pembangkit kiri

$$Q_p = 25 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$D_p = 0,794 (25)^{0,404} = 3,0 \text{ m}$$

## TEBAL PIPA PESAT

Tebal pipa pesat harus dihitung dengan memakai tekanan air maksimum pada tempat tersebut dan harus ditambahkan 1,5 mm pada tebal pipa mengingat adanya korosi dan pengikisan, tebal pipa minimum adalah 6 mm. Hubungan antara tegangan tarik karena tekanan dalam dan tebal pipa untuk pipa pesat yang ditempatkan di luar

adalah : (8)

$$t = \frac{H D}{2 \sigma} + \epsilon$$

dimana : t = Tebal Pipa (cm)

H = Tekanan Air ditempat yang mendapat tekanan  
(kg/cm<sup>2</sup>)

D = Garis tengah bagian dalam dari pipa (cm)

$\sigma$  = Tegangan ijin baja

$\epsilon$  = Cadangan tebal untuk korosi dan pengikisan

Penstock kanan

$$H = \gamma h = 1000 (16 - 6) = 10000 \text{ kg/m}^2 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 5,0 \text{ m} = 500 \text{ cm}$$

$$t = \frac{(1,00)(500)}{(2)(1200)} + 0,15 = 0,36 \text{ cm} = 3,6 \text{ mm} < 6 \text{ mm}$$

tebal penstock kanan diambil 10 mm

Penstock kiri

$$H = \gamma h = 1000 (16,00 - 12,6) = 3400 \text{ kg/m}^2 = 0,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 3,0 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$t = \frac{(0,34)(300)}{(2)(1200)} + 0,15 = 0,20 \text{ cm} = 2,0 \text{ mm} < 6 \text{ mm}$$

tebal penstock kiri diambil 10 mm

Kontrol terhadap kenaikan tekanan akibat gelombang dan pukulan air akibat Pembukaan / Penutupan Katup Turbin

- Kecepatan Rambatan Gelombang dihitung sebagai berikut : (15)

$$C = \sqrt{\frac{E_s}{\gamma \left[ 1 + \frac{E_s}{E_c} \left[ \frac{D}{t} \right] \right]}}$$

dimana :

$C$  = Cepat rambat gelombang (m/dt)

$E_B$  = Modulus Bulk air =  $2,1 \cdot 10^5$  (t/m<sup>2</sup>)

$E_s$  = Modulus Elastisitas pipa =  $2,1 \cdot 10^7$  (t/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = Berat Jenis air = 1 (t/m<sup>2</sup>)

$D$  = Diameter bagian dalam pipa (m)

$t$  = Tebal pipa Penstock (m)

$g$  = Percepatan Gravitasi = 9,8 (m/dt<sup>2</sup>)

$$C = \sqrt{\frac{E_B}{\frac{\gamma}{g} \left[ 1 + \frac{E_B}{E_s} \left[ \frac{D}{t} \right] \right]}}$$

$$C = \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{\frac{1}{9,8} \left[ 1 + \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,1 \cdot 10^7} \left[ \frac{5,0}{0,01} \right] \right]}} = 585,7 \text{ m/dt}$$

- Waktu yang dibutuhkan untuk menutup katub turbin adalah  $T = 5$  detik

karena  $T > \frac{2L}{C}$

$$5 > \frac{(2)(22)}{585,7}$$

$$5 > 0,075 \text{ detik}$$

maka menurut Allievi peningkatan tekanan adalah (8)

$$\Delta h = \frac{NH}{2} + \frac{H}{2} \sqrt{N^2 + 4N}$$

dimana :

$\Delta h$  = Peningkatan Tekanan (m)

$$N = \left[ \frac{L}{g} \frac{V_m}{T H} \right]^2$$

$g$  = Percepatan Gravitasi = 9,8 (m/dt<sup>2</sup>)



$H$  = Tekanan Hidrostatik (m)

$V_m$  = Kecepatan aliran rata-rata dalam pipa pesat  
(m/dt)

$$V_m = \frac{Q}{A} = \frac{95,8}{(1/4)\pi(5,0)^2} = 4,9 \text{ m/dt}$$

$$N = \left[ \frac{(22)(4,9)}{(9,8)(5)(10,0)} \right] = 0,05$$

$$\Delta h = \frac{(0,05)(10,0)}{2} + \frac{10,0}{2} \sqrt{(0,05)^2 + (4)(0,05)}$$

$$= 2,5 \text{ m}$$

$$H = \gamma (h + \Delta h)$$

$$= 1000 (10,0 + 2,5) = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{H D}{2 \sigma} + \epsilon = \frac{(1,25)(500)}{(2)(1200)} + 0,15$$

$$= 0,41 \text{ cm} = 4,1 \text{ mm} < 6 \text{ mm}$$

Jadi tebal pipa pesat diambil 10 mm



#### 4.6.6. PERHITUNGAN TINGGI JATUH EFEKTIF (Net Head)

Untuk PLTA jenis ROR, tinggi jatuh efektif dapat diperoleh dengan mengurangi tinggi jatuh total (dari permukaan air pada pengambilan sampai permukaan air saluran bawah) dengan kehilangan tinggi pada saluran air, yang dirumuskan sebagai berikut : (9)

$$H = FSL - TWL - HL$$

dimana :

$H$  = Tinggi Jatuh efektif (m)

$FSL$  = Muka Air operasi Maksimum (m)

TWL = Permukaan Air Saluran Bawah (m)

HL = Kehilangan Tinggi pada Saluran Air (m)

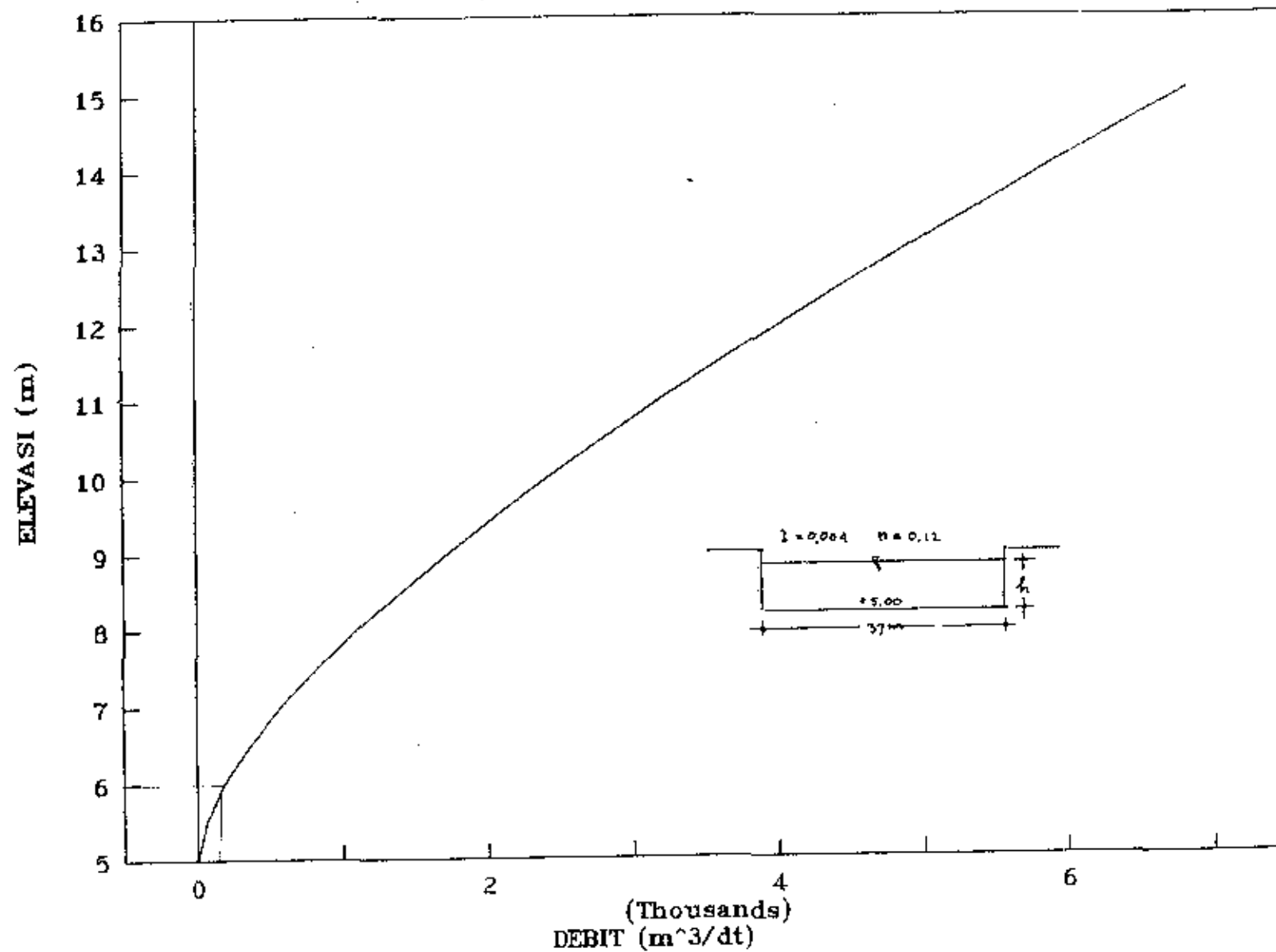
FSL = + 16,00 m

TWL: - Pembangkit Kanan = + 6,0 m (gambar 4.6.4 dengan  $Q = 191,67 \text{ m}^3/\text{dt}$ )

- Pembangkit Kiri = + 12,60 m (sesuai dengan elevasi kebutuhan air irigasi Gambarsari)

# GAMBAR 4.6.4

## RATING CURVE TAIL RACE



Kehilangan tinggi tekan pada saluran air terdiri dari :(6)

(1) Kehilangan Tinggi pada Intake

a. Akibat Pemasukan

$$h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$$

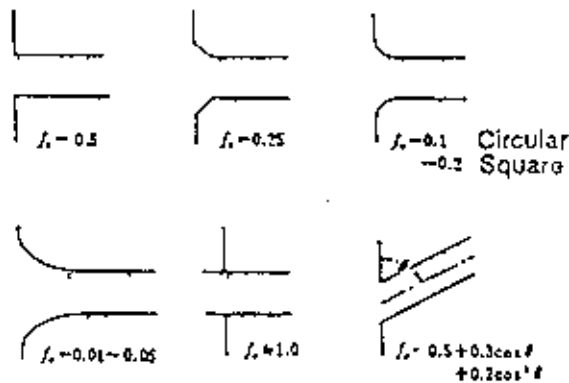
dimana :

$h_e$  = Kehilangan Tinggi pada Pemasukan (m)

$f_e$  = Koefisien Entrance loss, yang tergantung pada bentuk pemasukan (gb. 4.6.5.)

$V$  = Kecepatan Aliran Setelah Masuk (m/dt)

$g$  = Percepatan Gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)



GAMBAR 4.6.5. KOEFISIEN INTRANCE LOSS

- Pemasukan Kanan

$$h_e = (0,2) \frac{(0,75)^2}{(2)(9,8)} = 0,006 \text{ m}$$

- Pemasukan Kiri

$$h_e = (0,2) \frac{(0,5)^2}{(2)(9,8)} = 0,003 \text{ m}$$

## b. Akibat Saringan

$$h_t = f_t \frac{v^2}{2g}$$

$$f_t = \beta \sin \theta \left[ \frac{t}{b} \right]^{4/3}$$

dimana :

 $h_t$  = Kehilangan Tinggi Akibat Saringan (m)

 $f_t$  = Koef. Kehilangan Tinggi Akibat Saringan

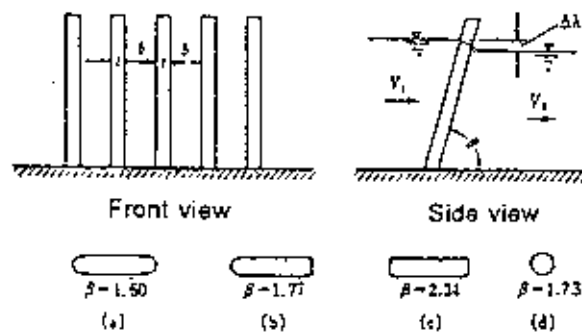
 $v$  = Kecepatan Aliran (m/dt)

 $\beta$  = Koef. Bentuk Batang (Gambar 4.6.6.)

 $\theta$  = Sudut Kemiringan (derajat)

 $t$  = Tebal Batang Saringan (m)

 $b$  = Jarak antara Batang Saringan (m)

 $g$  = Percepatan Gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)


GAMBAR 4.6.6. KOEFISIEN BENTUK BATANG

## - Saringan Kanan

$$f_t = (1,6)(\sin 85) \left[ \frac{0,016}{0,15} \right]^{4/3}$$

$$= 0,08$$

$$h_t = (0,08) \frac{(0,75)^2}{(2)(9,8)}$$

$$= 0,002 \text{ m}$$

- Saringan Kiri

$$f_t = (1,6)(\sin 85) \left[ \frac{0,016}{0,15} \right]^{4/3}$$

$$= 0,08$$

$$h_t = (0,08) \frac{(0,5)^2}{(2)(9,8)}$$

$$= 0,001 \text{ m}$$

c. Akibat Pilar.

$$h_p = \left[ \frac{1}{C^2} \left( \frac{b_1}{b_2} \right)^2 - 1 \right] \frac{V^2}{2g}$$

dimana :

$h_p$  = Kehilangan Tinggi Akibat Pilar

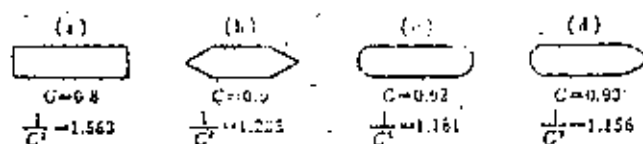
$C$  = Koefisien Bentuk Pilar (gb. 4.6.7.)

$b_1$  = Lebar Saluran Total (m)

$b_2$  = Lebar Saluran setelah dikurangi tebal pilar (m)

$V$  = Kecepatan Aliran sebelum masuk

$g$  = Percepatan Gravitasi ( $m/dt^2$ )



GAMBAR 4.6.7. KOEFISIEN BENTUK PILAR

- Pilar Kanan

$$h_p = \left[ \frac{1}{(0,92)^2} \left( \frac{32,5}{28} \right)^2 - 1 \right] \frac{(0,75)^2}{(2)(9,81)}$$

$$= 0,017 \text{ m}$$

- Pilar Kiri

$$h_p = \left[ \frac{1}{(0,92)^2} \left( \frac{13,5}{12} \right)^2 - 1 \right] \frac{(0,50)^2}{(2)(9,81)}$$

$$= 0,006 \text{ m}$$

d. Akibat Pintu

$$h_g = V_g^2 / 2g$$

dimana :

$h_g$  = kehilangan tinggi akibat pintu (m)

$V_g$  = kecepatan aliran pada pintu (m/dt)

$g$  = percepatan gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)

- pintu intake kanan

$$V_g = Q / A_g$$

$$= (191,67/4) / (2,7 \times 7)$$

$$= 2,54 \text{ m/dt}$$

$$h_g = (2,54^2) / (2 \times 9,8)$$

$$= 0,3 \text{ m}$$

- pintu intake kiri

$$V_g = Q / A_g$$

$$= (55/2) / (2,5 \times 6)$$

$$= 1,83 \text{ m/dt}$$

$$h_g = (1,83^2) / (2 \times 9,8)$$

$$= 0,17 \text{ m}$$

e. Kehilangan Tinggi Tekan pada Intake ( $H_2$ )

- Intake Kanan

$$\begin{aligned}
 H_i &= h_e + h_t + h_p + h_g \\
 &= 0,006 + 0,002 + 0,0179 + 0,03 \\
 &= 0,325 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Intake Kiri

$$\begin{aligned}
 H_i &= h_e + h_t + h_p + h_g \\
 &= 0,003 + 0,001 + 0,006 + 0,17 \\
 &= 0,18 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) Kehilangan Tinggi pada sandtrap ( $H_s$ )

a. Akibat Gradual Expansion.

$$h_{ge} = f_{ge} \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

dimana :

$h_{ge}$  = Kehilangan Tinggi Akibat Gradual Expansion (m)

$f_{ge}$  = Koefisien Kehilangan Akibat Gradual Expansion (tabel 4.6.1)

$V_1$  = Kecepatan Aliran Sebelum Expansi (m/dt)

$V_2$  = Kecepatan Aliran Setelah Expansi (m/dt)

$g$  = Percepatan Gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)

TABEL 4.6.1. Koefisien kehilangan tinggi akibat gradual expansi dan gradual kontraksi

Jenis Peralihan	$C_i$	$C_o$
Melengkung .....	0,10	0,20
Kwadran-silinder .....	0,15	0,25
Garis lurus disederhanakan .....	0,20	0,30
Garis lurus .....	0,30	0,50
Ujung dibulatkan .....	0,30+	0,75



## - Sandtrap Kanan

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{191,67}{(9,0)(32,5)} = 0,66 \text{ m/dt}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{191,67}{(9,0)(40)} = 0,53 \text{ m/dt}$$

dari tabel 4.6.1 untuk jenis peralihan garis lurus disederhanakan  $f_{ge} = 0,2$ .

$$h_{ge} = 0,2 \frac{(0,66 - 0,53)^2}{(2)(9,81)} = 0,0002 \text{ m}$$

## - Sandtrap Kiri

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{55}{(9,0)(13,5)} = 0,45 \text{ m/dt}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{55}{(9,0)(20)} = 0,31 \text{ m/dt}$$

dari tabel 4.6.1 untuk jenis peralihan garis lurus disederhanakan  $f_{ge} = 0,2$ .

$$h_{ge} = 0,2 \frac{(0,45 - 0,31)^2}{(2)(9,81)} = 0,0002 \text{ m}$$

## b. Akibat Gradual Contraction

$$h_{gc} = f_{gc} \frac{V^2}{2g}$$

dimana :

$h_{gc}$  = Kehilangan Tinggi Akibat Gradual Contraction (m)

$f_{gc}$  = Koefisien Kehilangan Akibat Gradual Contraction (tabel 4.6.1)

$V_2$  = Kecepatan Aliran Setelah Contraction (m/dt)

$g$  = Percepatan Gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)

## - Sandtrap Kanan

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{191,67}{(9,0)(28,0)} = 0,76 \text{ m/dt}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{191,67}{(9,0)(40,0)} = 0,53 \text{ m/dt}$$

dari tabel 4.6.1.  $f_{gc} = 0,3$

$$h_{gc} = 0,3 \frac{(0,76 - 0,53)^2}{(2)(9,81)} = 0,0008 \text{ m}$$

## - Sandtrap Kiri

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{55}{(9,0)(12,0)} = 0,51 \text{ m/dt}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{55}{(9,0)(20,0)} = 0,31 \text{ m/dt}$$

dari tabel 4.6.1.  $f_{gc} = 0,3$

$$h_{gc} = 0,3 \frac{(0,51 - 0,31)^2}{(2)(9,81)} = 0,0006 \text{ m}$$

c. Kehilangan Tinggi pada Sandtrap ( $H_s$ )

## - Sandtrap Kanan

$$\begin{aligned} H_s &= h_{ge} + h_{gc} \\ &= 0,0002 + 0,0008 = 0,001 \text{ m} \end{aligned}$$

## - Sandtrap Kiri

$$H_p = h_{ge} + h_{gc} = 0,0006 + 0,00008 = 0,00068 \text{ m}$$

## (3) Kehilangan Tinggi pada Penstock (Hp)

## a. Akibat Saringan

$$h_t = f_t \frac{V_1^2}{2g}$$

$$f_t = \beta \sin \theta \left[ \frac{t}{b} \right]^{4/3}$$

dimana :

 $h_t$  = Kehilangan Tinggi Akibat Saringan (m) $f_t$  = Koef. Kehilangan Tinggi Akibat Saringan $V_1$  = Kecepatan Aliran Sebelum Saringan $\beta$  = Koef. Bentuk Batang (gb. 4.6.6) $\theta$  = Sudut Kemiringan $t$  = Tebal Batang Saringan (m) $b$  = Jarak antara Batang Saringan $g$  = Percepatan Gravitasi ( $m/dt^2$ )

## - Saringan Kanan

$$f_t = 1,6 \sin 85^\circ \left[ \frac{0,016}{0,05} \right]^{4/3} = 0,35$$

$$h_t = 0,35 \frac{(0,76)^2}{(2)(9,81)} = 0,01 \text{ m}$$

## - Saringan Kiri

$$f_t = 1,6 \sin 85^\circ \left[ \frac{0,010}{0,05} \right]^{4/3} = 0,35$$

$$h_t = 0,35 \frac{(0,51)^2}{(2)(9,81)} = 0,005 \text{ m}$$

## b. Akibat Gradual Contraction

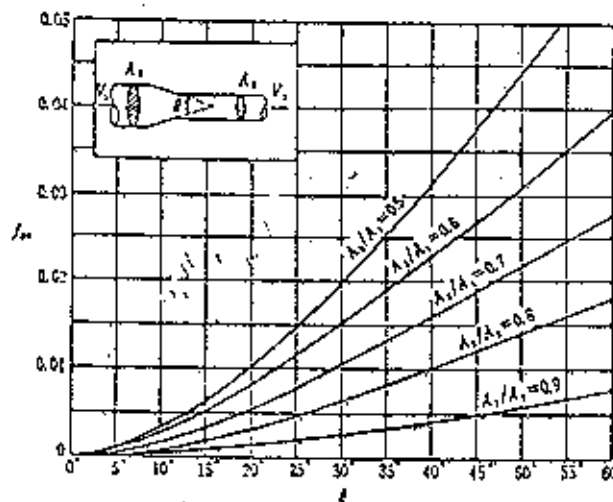
$$h_{gc} = f_{gc} \frac{v^2}{2g}$$

dimana :

 $h_{gc}$  = Kehilangan Tinggi Akibat Gradual Contraction (m)

 $f_{gc}$  = Koef. Kehilangan Tinggi Akibat Gradual Contraction (gambar 4.6.8)

 $v$  = Kecepatan Aliran Setelah Contraction (m/dt)

 $g$  = Percepatan Gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)


GAMBAR 4.6.8. KOEFISIEN GRADUAL KONTRACTION LOSS

- Penstock Kanan

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{191,67}{(1/4) \pi (6,6)^2} = 5,6 \text{ m/dt}$$

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{(1/4) \pi (6,6)^2}{(9,0)(28,0)} = 0,14$$

$$\theta = 25^\circ$$

→ dari gambar 4.6.8. didapat  $f_{gc} = 0,05$

$$h_{gc} = 0,05 \frac{(5,6)^2}{(2)(9,81)} = 0,08 \text{ m}$$

- Penstock Kiri

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{25}{(1/4) \pi (3,0)^2} = 3,5 \text{ m/dt}$$

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{(1/4) \pi (3,0)^2}{(9,0)(12,0)} = 0,1$$

$$\theta = 25^\circ$$

→ dari gambar 4.6.8. didapat  $f_{gc} = 0,05$

$$h_{gc} = 0,05 \frac{(3,5)^2}{(2)(9,81)} = 0,03 \text{ m}$$

c. Akibat Pemasukan

$$h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$$

dimana :

$h_e$  = Kehilangan Tinggi Akibat Pemasukan (m)

$f_e$  = Koef. Kehilangan Tinggi Akibat Pemasukan

(gb. 4.6.5.)

$V$  = Kecepatan Aliran Setelah Pemasukan (m/dt)

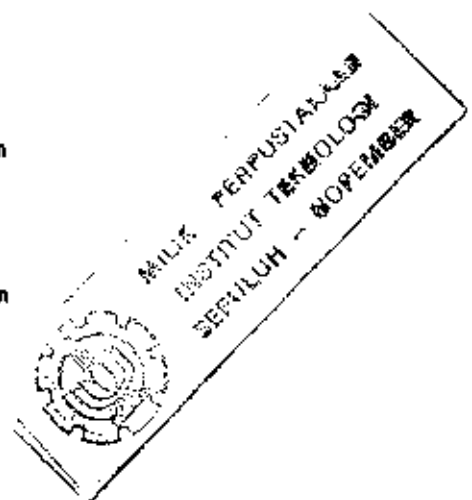
$g$  = Percepatan Gravitasi (m/dt)

- Penstock Kanan

$$h_e = 0,1 \frac{(5,6)^2}{(2)(9,81)} = 0,16 \text{ m}$$

- Penstock Kiri

$$h_e = 0,1 \frac{(3,5)^2}{(2)(9,81)} = 0,06 \text{ m}$$



## d. Akibat Gesekan

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

dimana :

$h_f$  = Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan (m)

$f$  = faktor gesekan yang tergantung dari  
bilangan reynold dan kekasaran relatif  
(gambar 4.6.9)

$L$  = panjang pipa (m)

$D$  = diameter pipa (m)

$V$  = Kecepatan Aliran (m/dt)

$g$  = Percepatan Gravitasi (m/dt)

## - Penstock Kanan

$$Re = V \times D / \nu = 5,6 \times 6,6 / 10^{-6} = 3,7 \cdot 10^7$$

$$\epsilon/D = 0,0025/6,6 = 0,00004$$

dari gambar 4.6.9.  $f = 0,011$

$$h_f = 0,011 \frac{22 \times (5,6)^2}{6,6 (2)(9,81)}$$

$$= 0,059 \text{ m}$$

## - Penstock Kiri

$$Re = V \times D / \nu = 3,5 \times 3 / 10^{-6} = 1,05 \cdot 10^7$$

$$\epsilon/D = 0,0025/3 = 0,00008$$

dari gambar 4.6.9.  $f = 0,012$

$$h_f = 0,012 \frac{15 \times (3,5)^2}{3 (2)(9,81)}$$

$$= 0,038 \text{ m}$$



## e. Akibat Belokan

$$h_b = f_{b1} f_{b2} \frac{V^2}{2g}$$

dimana :

 $h_b$  = Kehilangan Tinggi Akibat Belokan $f_{b1}$  = Koef. yang tergantung dari diameter dan jari-jari belokan

$$= 0,13 + 0,1632 (D/R)^{7/2}$$

 $f_{b2}$  = Koef. yang tergantung sudut belokan

$$= (\theta/90)^{1/2}$$

 $V$  = Kecepatan Aliran (m/dt) $g$  = Percepatan Gravitasi (m/dt<sup>2</sup>)

## - Penstock Kanan

$$f_{b1} = 0,131 + 0,1632 \left[ \frac{6,6}{16} \right]^{7/2} = 0,1$$

$$f_{b2} = \left[ \frac{5}{90} \right]^{1/2} = 0,24$$

$$h_b = (0,1)(0,24) \frac{(5,6)^2}{(2)(9,81)} = 0,038 \text{ m}$$

## - Penstock Kiri

$$f_{b1} = 0,131 + 0,1632 \left[ \frac{3,0}{14} \right]^{7/2} = 0,13$$

$$f_{b2} = \left[ \frac{7}{90} \right]^{1/2} = 0,28$$

$$h_b = (0,13)(0,28) \frac{(3,5)^2}{(2)(9,81)} = 0,023 \text{ m}$$



## f. Akibat Percabangan

$$h_s = f_s \frac{V_o^2}{2g}$$

$$f_s = (0,587 \log Re - a) \left[ \frac{Q_i}{Q_o} \right]^2 - (b - 0,460 \log Re) \left[ \frac{Q_i}{Q_o} \right] + (c - 0,146 \log Re)$$

$$Re = \frac{V_o D_o}{\nu}$$

$$m = \frac{d_i}{\sqrt{d_o D}}$$

dimana :

$h_s$  = Kehilangan Tinggi Akibat Percabangan (m)

$f_s$  = Koefisien Kehilangan Tinggi Akibat Percabangan

$Re$  = Bilangan Reynold pada Pipa Utama

$\nu$  = Viskositas Kinematis air

$Q_i$  = Debit pada Cabang i

a, b dan c = Koef. Sesuai dengan gb. 4.6.10.

- Penstock Kanan

$$Re = \frac{(5,6)(6,6)}{10^{-6}} = 3,69 \cdot 10^7$$

$$m = \frac{5,0}{\sqrt{(6,6)(7,0)}} = 0,70$$

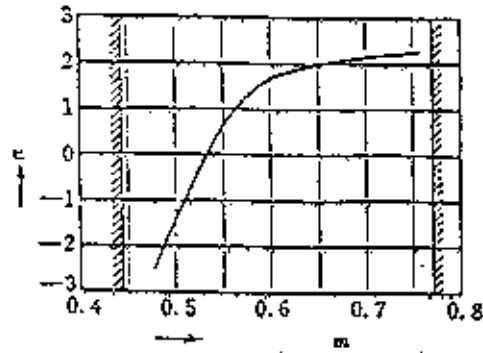
dr. gb. 4.6.10. didapat a = 2,2 ; b = 3,2 ; c = 1,17

$$\begin{aligned} f_s &= (0,587 - \log 3,69 \cdot 10^7 - 2,2) \left[ \frac{95,8}{191,67} \right]^2 - (3,2 - 0,460 \log 3,69 \cdot 10^7) \left[ \frac{95,8}{191,67} \right] + (1,17 - 0,146 \log 3,69 \cdot 10^7) \\ &= 0,63 \end{aligned}$$

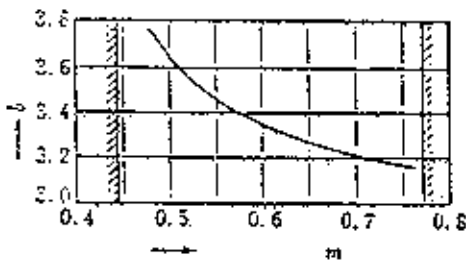
$$h_s = 0,63 \frac{(5,6)^2}{(2)(9,81)} = 1,01 \text{ m}$$

- Penstock Kiri

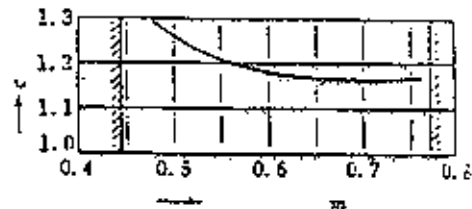
Pada Penstock kiri tidak terdapat percabangan.



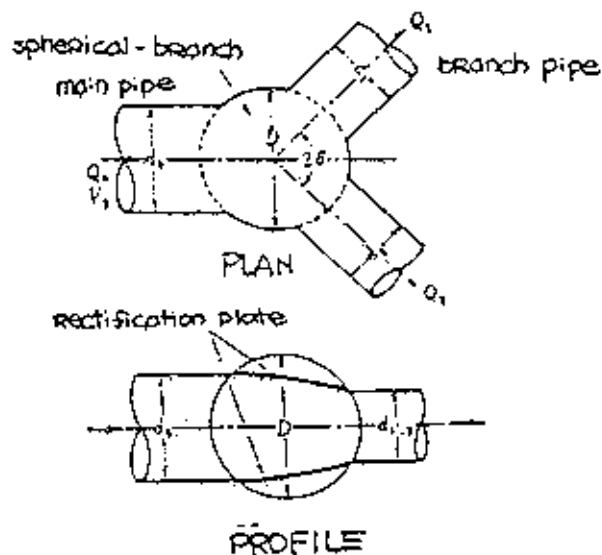
(a)



(b)



(c)



GAMBAR 4.6.10. KOEFISIEN KEHILANGAN TINGGI AKIBAT PERCABANGAN

g. kehilangan tinggi pada penstock ( $H_p$ )

- penstock kanan

$$\begin{aligned}
 H_p &= h_t + h_{gc} + h_e + h_f + h_b + h_s \\
 &= 0,01 + 0,08 + 0,16 + 0,059 + 0,038 + 1,01 \\
 &= 1,357 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- penstock kiri

$$\begin{aligned}
 H_p &= h_t + h_{gc} + h_e + h_f + h_b \\
 &= 0,005 + 0,03 + 0,06 + 0,038 + 0,023 \\
 &= 0,156 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## 4. Kehilangan tinggi total (HL)

- pembangkit kanan

$$\begin{aligned}
 HL &= H_i + H_s + H_p \\
 &= 0,325 + 0,001 + 1,357 \\
 &= 1,68 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- pembangkit kiri

$$\begin{aligned}
 HL &= H_i + H_s + H_p \\
 &= 0,18 + 0,0008 + 0,156 \\
 &= 0,34 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi tinggi jatuh efektif (H)

- Pembangkit Kanan

$$\begin{aligned}
 H &= FSL - TWL - HL \\
 &= 16,0 - 6,0 - 1,68 \\
 &= 8,32 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Pembangkit Kiri

$$\begin{aligned}
 H &= FSL - TWL - HL \\
 &= 16 - 12,6 - 0,34 = 3,06 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## 4.6.7. TURBIN AIR

## 4.6.7.1. PEMILIHAN JENIS TURBIN

Batas-batas yang biasanya dipakai untuk penentuan jenis turbin adalah tinggi jatuh efektif (H) dan kecepatan jenis (Ns). Adapun batas-batasnya sebagai berikut :(15)

JENIS TURBIN	TINGGI JATUH (m)	KECEPATAN JENIS ( m - kW )
Impulse	> 250	4 - 35
Francis	2,5 - 450	60 - 400
Kaplan	1,5 - 70	300 - 1000
Turgo turbin	-	50

Pada PLTA Rawalo :

- Pembangkit kanan

$$H = 8,32 \text{ m}$$

$$Q = 191,67/2 = 95,84 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$P = (9,8)(95,84)(8,32)(0,93) \\ = 7267,0 \text{ kW}$$

$$Ns = \frac{20000}{H + 20} + 50$$

$$= \frac{20000}{8,32 + 20} + 50$$

$$= 756 \text{ m - kW}$$

- Pembangkit Kiri

$$H = 3,06 \text{ m}$$

$$Q = 25 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$P = (9,8)(25)(3,06)(0,93) \\ = 697,0 \text{ kW}$$

$$Ns = \frac{20000}{H + 20} + 50$$

$$= \frac{20000}{3,06 + 20} + 50$$

$$= 917 \text{ m - kW}$$

Berdasarkan tinggi jatuh efektif dan kecepatan jenis turbin pada PLTA Rawalo, maka turbin yang sesuai adalah turbin Kaplan.

#### 4.6.7.2. PERHITUNGAN KECEPATAN TURBIN

Kecepatan turbin dihitung dengan rumus sebagai berikut :(B)

$$N = \frac{N_s H^{5/4}}{P^{1/2}}$$

$$N_s = \frac{20000}{H + 20} + 50$$

dimana :

N = Putaran Turbin (rpm)

N<sub>s</sub> = Kecepatan Jenis (m-kW)

H = Tinggi Jatuh Efektif (m)

P = Daya yang Keluar (KW)

Karena kecepatan turbin nantinya digunakan untuk menggerakkan generator, maka perlu dicari besarnya kecepatan serempak yaitu kecepatan turbin yang telah dipasang dengan generator yang akan menghasilkan tenaga yang dibutuhkan. Kecepatan serempak dapat dihitung sebagai berikut :(B)

$$P = \frac{120 \times f}{N}$$

dimana :

P = jumlah kutub yang merupakan kelipatan 4

f = frekwensi, untuk Indonesia 50 Hz

N = kecepatan turbin (rpm)

Kemudian kecepatan serempak dihitung dengan rumus sebagai berikut : (B)

$$N = \frac{120 \times f}{P}$$

Setelah kecepatan serempak didapat, bisa digunakan untuk menghitung kecepatan jenis yang digunakan :

$$N_s = \frac{N \times P^{1/2}}{H^{5/4}}$$

dimana :

$N_s$  = kecepatan jenis yang digunakan (m - kW)

$N$  = kecepatan serempak (rpm)

$P$  = daya yang keluar dari turbin (kW)

$H$  = tinggi jatuh efektif (m)

- Pembangkit Kanan

$$N_s = \frac{20000}{(8,32) + 20} + 50 = 756 \text{ m-KW}$$

$$N = \frac{(756,0)(8,32)^{5/4}}{(7267)^{1/2}} = 125 \text{ rpm}$$

$$P = \frac{(120)(50)}{125} = 48$$

Jadi kecepatan serempak adalah :

$$N = \frac{(120)(f)}{P} = \frac{(120)(50)}{48} = 125 \text{ rpm}$$

Kecepatan jenis  $N_s$  yang diperlukan :

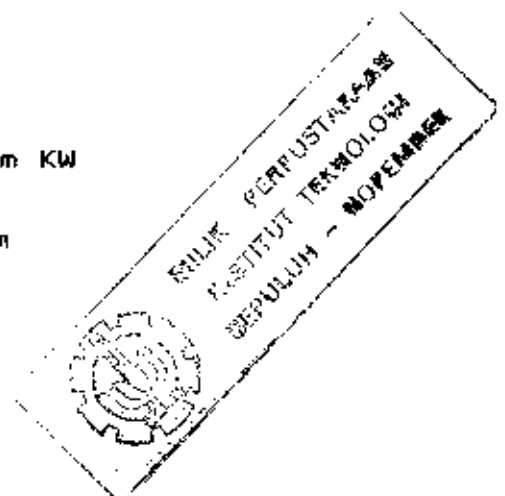
$$N_s = \frac{N (P)^{1/2}}{H^{5/4}} = \frac{125 (7267)^{1/2}}{(8,32)^{5/4}} = 754 \text{ m KW}$$

- Pembangkit Kiri

$$N_s = \frac{20000}{(3,06) + 20} + 50 = 917 \text{ m KW}$$

$$N = \frac{(917)(3,06)^{5/4}}{(697)^{1/2}} = 140 \text{ rpm}$$

$$P = \frac{(120)(50)}{140} = 44$$



Jadi kecepatan serempak adalah :

$$N = \frac{(120)(f)}{P} = \frac{(120)(50)}{44} = 136 \text{ rpm}$$

Kecepatan jenis  $N_s$  yang diperlukan :

$$N_s = \frac{N (P)^{1/2}}{H^{5/4}} = \frac{136 (697)^{1/2}}{(3,06)^{5/4}} = 887 \text{ m KW}$$

#### 4.6.7.3. DIMENSI TURBIN

##### A. DISCHARGE DIAMETER/DIAMETER RUNNER ( $D_3$ )

Dimensi dari draft tube dan spiral case berhubungan dengan diameter discharge dari turbin. Discharge diameter dapat diperoleh dengan menggunakan koefisien peripheral ( $\phi$ ) yaitu angka perbandingan antara kecepatan keliling dari turbin pada bagian inlet dengan kecepatan air yang jatuh menuju turbin.

Untuk turbin Kaplan dirumuskan sebagai berikut<sup>9</sup> : (15)

$$\phi = 0,0252 N_s^{2/3}$$

$$D_3 = \frac{84,5 \phi H^{1/2}}{N}$$

dimana :

$\phi$  = koefisien peripheral

$N_s$  = kecepatan jenis turbin (m - kW)

$D_3$  = discharge diameter (m)

$H$  = tinggi jatuh efektif (m)

$N$  = kecepatan turbin (Rpm)

## PEMBANGKIT KANAN

$$\phi = 0,0252 (754)^{2/3} = 2$$

$$D_3 = \frac{84,5 \times 2 \times (8,32)^{1/2}}{125} = 3,9 \text{ m}$$

## PEMBANGKIT KIRI

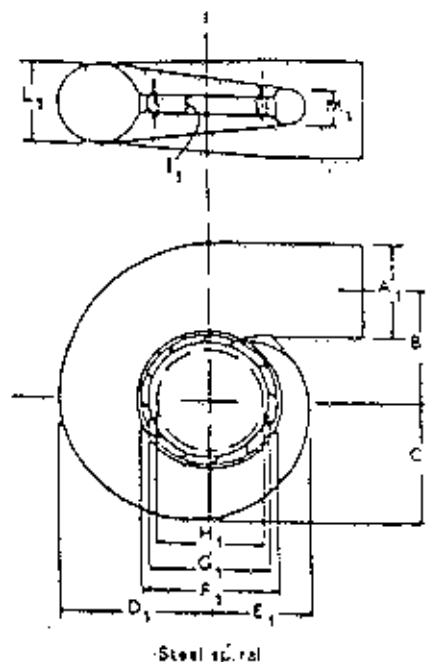
$$\phi = 0,0252 (887)^{2/3} = 2,3$$

$$D_3 = \frac{84,5 \times 2,3 \times (3,06)^{1/2}}{136} = 2,5 \text{ m}$$

## B. SPIRAL CASE DAN DRAFT TUBE

Penentuan dimensi spiral case dan draft tube digunakan rumus-rumus empiris yang dikembangkan oleh de Siervo dan de Leva dan merupakan fungsi dari discharge diameter ( $D_3$ ) dan kecepatan jenis ( $N_s$ ) sebagai berikut : (17)

## - SPIRAL CASE





$$\begin{aligned}
 - A_1 &= (0,40 \times N_s^{0,2}) D_3 \\
 - B_1 &= (1,26 + 3,79 \cdot 10^{-4} N_s) D_3 \\
 - C_1 &= (1,46 + 3,24 \times 10^{-4} N_s) D_3 \\
 - D_1 &= (1,59 + 5,74 \cdot 10^{-4} N_s) D_3 \\
 - E_1 &= (1,21 + 2,71 \cdot 10^{-4} N_s) D_3 \\
 - F_1 &= (1,45 + 72,17/N_s) D_3 \\
 - G_1 &= (1,29 + 41,63/N_s) D_3 \\
 - H_1 &= (1,13 + 31,86/N_s) D_3 \\
 - I_1 &= (0,45 - 31,80/N_s) D_3 \\
 - L_1 &= (0,74 + 8,74 \cdot 10^{-4} N_s) D_3 \\
 - M_1 &= \frac{D_3}{2,06 - 1,20 \cdot 10^{-3} N_s}
 \end{aligned}$$

## - PEMBANGKIT KANAN

$$D_3 = 3,9 \text{ m} ; N_s = 754$$

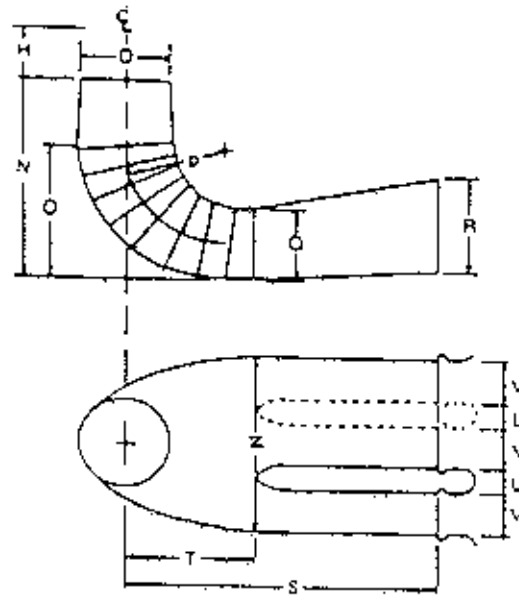
$$\begin{aligned}
 A_1 &= 5,80 \text{ m} \\
 B_1 &= 6,00 \text{ m} \\
 C_1 &= 6,60 \text{ m} \\
 D_1 &= 7,90 \text{ m} \\
 E_1 &= 5,50 \text{ m} \\
 F_1 &= 6,00 \text{ m} \\
 G_1 &= 5,20 \text{ m} \\
 H_1 &= 4,60 \text{ m} \\
 I_1 &= 1,60 \text{ m} \\
 L_1 &= 5,40 \text{ m} \\
 M_1 &= 3,40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## - PEMBANGKIT KIRI

$$D_3 = 2,50 \text{ m} ; N_s = 887$$

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 3,90 \text{ m} \\
 B_1 &= 4,00 \text{ m} \\
 C_1 &= 4,30 \text{ m} \\
 D_1 &= 5,20 \text{ m} \\
 E_1 &= 3,60 \text{ m} \\
 F_1 &= 3,80 \text{ m} \\
 G_1 &= 3,30 \text{ m} \\
 H_1 &= 2,90 \text{ m} \\
 I_1 &= 1,00 \text{ m} \\
 L_1 &= 3,80 \text{ m} \\
 M_1 &= 2,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

# C. DRAFT TUBE



$$H_t = (0,24 + 7,82 \cdot 10^{-5} N_s) D_3$$

$$N = (2,00 - 2,14 \cdot 10^{-6} N_s) D_3$$

$$O = (1,40 - 1,67 \cdot 10^{-5} N_s) D_3$$

$$P = (1,26 - 16,35/N_s) D_3$$

$$Q = (0,66 - 18,40/N_s) D_3$$

$$R = (1,25 - 7,98 \cdot 10^{-5} N_s) D_3$$

$$S = (4,26 + 201,5/N_s) D_3$$

$$T = (1,20 + 5,12 \cdot 10^{-4} N_s) D_3$$



## - PEMBANGKIT KANAN

$$D_s = 3,9 \text{ m} ; N_s = 7,54$$

$$H_t = 1,10 \text{ m}$$

$$N = 7,80 \text{ m}$$

$$O = 5,40 \text{ m}$$

$$P = 4,80 \text{ m}$$

$$Q = 2,50 \text{ m}$$

$$R = 4,60 \text{ m}$$

$$S = 17,60 \text{ m}$$

$$T = 6,20 \text{ m}$$

$$Z = 10,60 \text{ m}$$

## - PEMBANGKIT KIRI

$$D_s = 2,5 \text{ m} ; N_s = 887$$

$$H_t = 0,80 \text{ m}$$

$$N = 5,00 \text{ m}$$

$$O = 3,50 \text{ m}$$

$$P = 3,10 \text{ m}$$

$$Q = 1,60 \text{ m}$$

$$R = 2,90 \text{ m}$$

$$S = 11,20 \text{ m}$$

$$T = 4,10 \text{ m}$$

$$Z = 6,70 \text{ m}$$

## 4.6.7.4. PENENTUAN ELEVASI PUSAT TURBIN

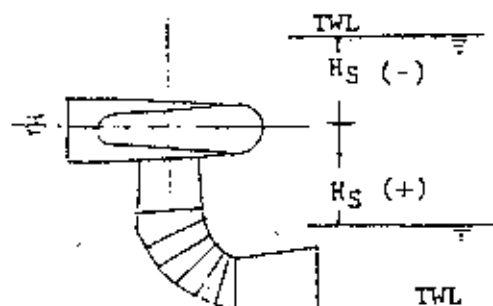
Elevasi pusat turbin dihitung sebagai berikut : (8)

$$\text{Elevasi pusat turbin} = \text{TWL} + \text{HS}$$

dimana :

TWL = permukaan air saluran bawah

HS = draft head



- DRAFT HEAD (HS) dirumuskan sebagai berikut :

$$HS = H_a - H_v - \sigma H$$

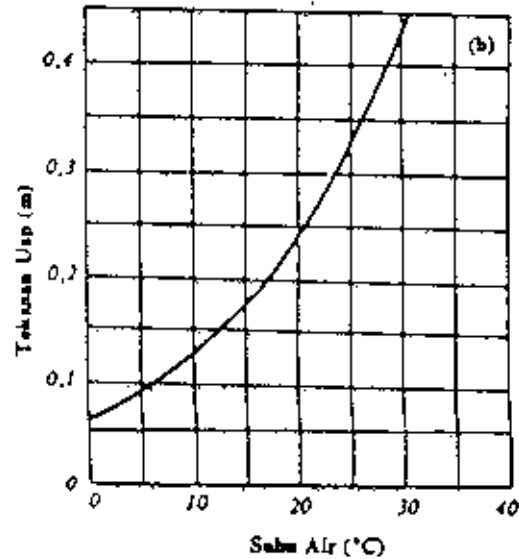
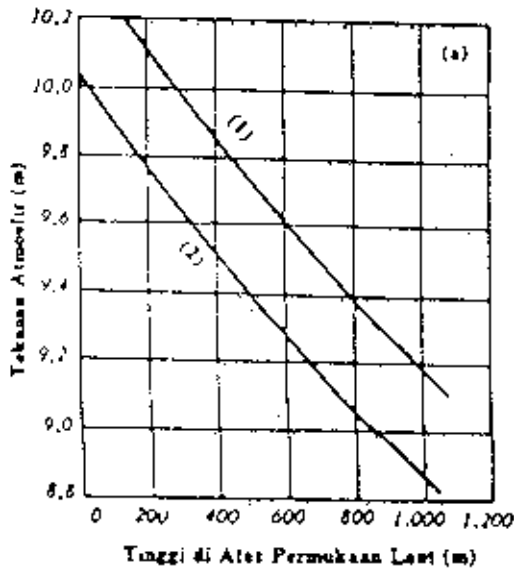
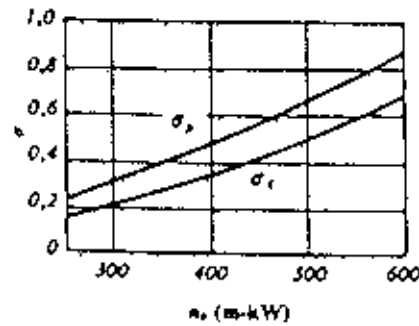
dimana

$H_a$  = tekanan atmosfer (m) (gb 4.6.11)

$H_v$  = tekanan uap pada bagian atas draft tube  
(gb 4.6.11)

$\sigma$  = koefisien kavitasi (gb 4.6.11)

$H$  = tinggi jatuh efektif



GAMBAR 4.6.11. KOEFISIEN KAVITASI, TEKanan ATMOSFIR, TEKanan UAP

#### - PEMBANGKIT KANAN

dari gambar 4.6.11 didapat :

$$TWL = 6,0 \longrightarrow H_a = 10,33 \text{ m}$$

$$T = 25^0 \longrightarrow H_v = 0,32 \text{ m}$$

$$N_s = 734 \longrightarrow \sigma = 0,90$$

$$\begin{aligned} H_s &= 10,33 - 0,32 - 0,90 \times 8,32 \\ &= 2,52 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi pusat turbin} = 6 + 2,52 = 8,52$$

#### - PEMBANGKIT KIRI

dari gambar 4.6.11 didapat :

$$TWL = 12,6 \longrightarrow H_a = 10,33 \text{ m}$$

$$T = 25^0 \longrightarrow H_v = 0,32 \text{ m}$$

$$N_s = 913 \longrightarrow \sigma = 0,90$$

$$\begin{aligned} H_s &= 10,33 - 0,32 - 0,90 \times 8,32 \\ &= 2,52 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi pusat turbin} = 12,60 + 2,52 = 15,12$$

#### 4.6.7.5. PERHITUNGAN DIAMETER DAN TINGGI GENERATOR

##### DIAMETER GENERATOR ( $D_g$ )

Diameter generator ditentukan oleh banyaknya pole (kutub) dan kapasitas generator dengan menggunakan rumus DOLAND : (15)

$$D_g = 0,119 P_n^{0,406} K^{0,233}$$

dimana :

$D_g$  = diameter generator (m)

$P_n$  = jumlah pole

$K$  = kapasitas generator (KVA)

$$K = P_t \eta_g \frac{1}{\cos \phi}$$

$P_t$  = output turbin (kW)

$\cos \phi$  = power faktor = 0,90

$\eta_g$  = efisiensi generator = 0,95

#### - PEMBANGKIT KANAN

$P_n = 48$  buah

$K = 7267 \times 0,95 \times 1/0,90 = 7671$  KVA

$D_s = 0,119 (48)^{0,466} (7671)^{0,233} = 5,80$  m

#### - PEMBANGKIT KIRI

$P_n = 44$  buah

$K = 697 \times 0,95 \times 1/0,90 = 736$  KVA

$D_s = 0,119 (44)^{0,466} (736)^{0,233} = 3,20$  m

#### - TINGGI GENERATOR ( $H_g$ )

Tinggi generator dapat dihitung berdasarkan rumus J.H. Walker :(15)

$$H_g = K' (D_g / N_p) + 2,3$$

dimana :

$H_g$  = tinggi generator (m)

$k' = 5,5 \sim 12,57$

$D_g$  = diameter pemisah antara pole dan stator

$$= \frac{N_p}{62} \left\{ \frac{32,5}{\sqrt{N_p}} + K \right\}$$

$N_p$  = jumlah pole

$$K = 5 - 9$$

#### - PEMBANGKIT KANAN

$$N_p = 48$$

$$D_g = \frac{48}{62} \left\{ \frac{32,5}{\sqrt{48}} + 7 \right\} = 9,00$$

$$H_g = 9 \times (9,00/48) + 2,3 = 4,0 \text{ m}$$

#### - PEMBANGKIT KIRI

$$N_p = 448$$

$$D_g = \frac{448}{62} \left\{ \frac{32,5}{\sqrt{44}} + 7 \right\} = 8,40$$

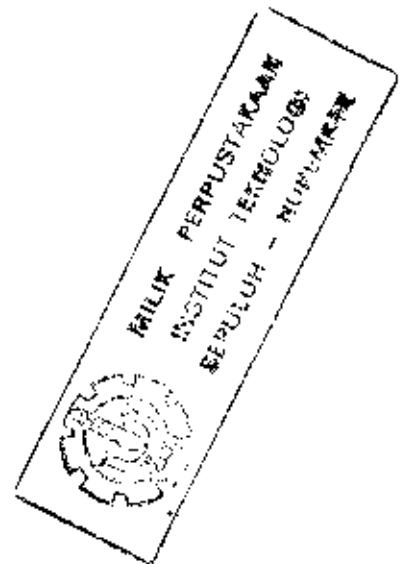
$$H_g = 9 \times (8,40/44) + 2,3 = 4,0 \text{ m}$$

#### 4.6.8. STASIUN PEMBANGKIT (POWER HOUSE)

Dalam menentukan dimensi stasiun pembangkitan pada permulaan tergantung dari unit pembangkit dan ruangan untuk menyimpan peralatan yang dibutuhkan. Dimensi dan pembagian ruangan dalam stasiun pembangkit ada 3 bagian yaitu :(15)

##### 1. RUANG MESIN (UNIT BAY)

Dimensi ruang mesin tergantung pada ukuran dari dimensi unit, spiral case dan generator beserta peralatan lain yang diperlukan.



## 2. RUANG PEMASANGAN (ERECTION BAY)

Ruang pemasangan digunakan untuk pemasangan runner, generator, rotor, dan komponen lainnya dan tempat perbaikan atau pemeliharaan turbin dll. Ruangan harus cukup untuk satu runner, satu rotor dan ruang tambahan. Biasanya sebesar  $2/4 - 3/4$  dari ruangan untuk satu unit.

## 3. RUANG KONTROL (CONTROL ROOM)

Ruangan ini digunakan untuk mengontrol semua peralatan yang ada dan diletakkan di dekat ruang unit bay.

### 4.6.8.1. DIMENSI STASIUN PEMBANGKIT

#### A. PANJANG STASIUN PEMBANGKIT

Panjang stasiun pembangkit ditentukan oleh unit spacing (panjang 1 unit), erection bay yang dirumuskan sebagai berikut : (15)

$$L = N \times \text{unit spacing} + E_b$$

dimana :

$L$  = panjang stasiun pembangkit

$N$  = jumlah unit

$E_b$  = erection bay diperkirakan  $2/4$  dari unit bay



### PANJANG SATU UNIT (UNIT SPACING)

Untuk menentukan jarak atau panjang 1 unit pembangkit ditentukan oleh besarnya ukuran generator, spiral case dan draft tube. Dari besaran ukuran ketiga alat tersebut dipilih ukuran yang paling besar. Untuk kedua sisi alat ditambah tebal tembok 1,50 m.

### PEMBANGKIT KANAN :

#### - DIMENSI UNIT

##### \* SEBELAH KIRI PUSAT TURBIN

- Draft tube =  $Z/2 = 10,6/2 = 5,30 \text{ m}$
- Spiral case =  $B_1 + 1/2 A_1 = 6 + 1/2 \times 5,8 = 8,90 \text{ m}$
- Generator =  $D_5/2 = 5,8/2 = 2,90 \text{ m}$

yang menentukan : ukuran spiral case = 8,9 m

total dimensi :  $8,90 + 1,5 = 10,40 \text{ m}$

##### \* SEBELAH KANAN PUSAT TURBIN

- Draft tube =  $Z/2 = 10,6/2 = 5,30 \text{ m}$
- Spiral case =  $C_1 = 6,60 \text{ m}$
- Generator =  $D_5/2 = 5,8/2 = 2,90 \text{ m}$

yang menentukan : ukuran spiral case = 6,6 m

total dimensi :  $6,60 + 1,5 = 8,10 \text{ m}$

Jadi unit spacing =  $10,40 + 8,10 = 18,50 \text{ m}$

Maka panjang stasiun pembangkit :

$$L = 2 \times 18,50 + 2/4 (18,50) = 46 \text{ m} \approx 50 \text{ m}$$

## PEMBANGKIT KIRI :

## - DIMENSI UNIT

## \* SEBELAH KIRI PUSAT TURBIN

$$- \text{Draft tube} = Z/2 = 6,70/2 = 3,35 \text{ m}$$

$$- \text{Spiral case} = B_1 + 1/2 A_1 = 4 + 1/2 \times 3,9 = 5,95 \text{ m}$$

$$- \text{Generator} = D_3/2 = 3,2/2 = 1,60 \text{ m}$$

yang menentukan : ukuran spiral case = 5,95 m

$$\text{total dimensi} : 5,95 + 1,5 = 7,45 \text{ m}$$

## \* SEBELAH KANAN PUSAT TURBIN

$$- \text{Draft tube} = Z/2 = 6,7/2 = 3,35 \text{ m}$$

$$- \text{Spiral case} = C_1 = 4,30 \text{ m}$$

$$- \text{Generator} = D_3/2 = 3,2/2 = 1,60 \text{ m}$$

yang menentukan : ukuran spiral case = 4,3 m

$$\text{total dimensi} : 4,30 + 1,5 = 5,80 \text{ m}$$

$$\text{Jadi unit spacing} = 7,45 + 5,80 = 13,25 \text{ m}$$

Maka panjang stasiun pembangkit :

$$L = 1 \times 13,25 + 2/4 (13,25) = 20 \text{ m}$$

## B. LEBAR STASIUN PEMBANGKIT

Lebar stasiun pembangkit ditentukan oleh ukuran spiral case dan dapat dihitung sebagai berikut : (15)

$$W = D_1 + E_1 + 2 + 1,85 D_3$$

dimana :

$W$  = lebar stasiun pembangkitan

$D_1$  &  $E_1$  = ukuran spiral case

$D_3$  = discharge diameter

Dari hasil perhitungan diatas maka dimensi stasiun pembangkit :

STASIUN PEMBANGKIT KANAN :

panjang (L) = 50 m  
 lebar (W) = 25 m  
 tinggi (T) = 30,20 m

STASIUN PEMBANGKIT KIRI :

panjang (L) = 20 m  
 lebar (W) = 18 m  
 tinggi (T) = 25,80 m

#### 4.7. PERHITUNGAN PRODUKSI ENERGI

Daya yang dihasilkan dari debit pembangkitan dasar disebut kapasitas dasar sedangkan daya yang dihasilkan dari debit pembangkitan maximum disebut kapasitas terpasang (installed capacity).

Besarnya daya yang dihasilkan dapat dihitung dengan rumus :(4)

$$P_f = 9,8 \eta Q_f H$$

$$P_i = 9,8 \eta Q_p H$$

dimana :

$P_f$  = kapasitas dasar (kW)

$P_i$  = kapasitas terpasang (kW)

$Q_f$  = debit dasar ( $m^3/dt$ )

$Q_p$  = debit puncak ( $m^3/dt$ )

$H$  = tinggi jatuh bersih

$\eta$  = total efisiensi (turbin dan generator)

$$= \eta_t \times \eta_g = 0,93 \times 0,95 = 0,88$$

Energi yang dihasilkan berupa produksi energi tahunan dan energi sekunder. Besarnya produksi energi dapat dihitung dengan rumus : (4)

$$E_T = E_f + \xi E_s$$

dimana :

$E_T$  = produksi energi total (kWh)

$E_f$  = energi tahunan/primer (kWh)

$$= P_f \times 24 \times 365$$

$E_s$  = energi sekunder (kWh)

$$= P_i \times (24 - H_p) \times 365$$

$$H_p = LF \times 24$$

$$LF = \text{load faktor} = 0,4$$

$\xi$  = pengambilan probabilitas keberhasilan

$$= 0,5 \text{ untuk pulau Jawa}$$

#### \* PEMBANGKIT KANAN

- DAYA :

$$P_f = 9,8 \times 0,88 \times 0 \times 8,32 = 0$$

$$P_i = 9,8 \times 0,88 \times 191,67 \times 8,32 = 13752,6 \text{ kw} = 13,75 \text{ MW}$$

- ENERGI

$$E_f = 0$$

$$E_s = 13,75 \times (24 - 0,4 \times 24) \times 365 = 72270 \text{ MWh}$$

$$E_T = 0 + 0,5 \times 72270 = 36135 \text{ MWh}$$

## \* PEMBANGKIT KIRI

## - DAYA :

$$P_f = 9,8 \times 0,88 \times 10 \times 3,06 = 263,9 \text{ kW} = 0,2639 \text{ MW}$$

$$P_i = 9,8 \times 0,88 \times 25 \times 3,06 = 659,7 \text{ kW} = 0,6597 \text{ MW}$$

## - ENERGI

$$E_f = 0,2639 \times 24 \times 365 = 2311,8 \text{ MWh}$$

$$E_s = 0,6597 \times (24 - 0,4 \times 24) \times 365 = 3467,4 \text{ MWh}$$

$$E_T = 2311,8 + 0,5 \times 3467,4 = 4045,5 \text{ MWh}$$

## BAB V

### ANALISA EKONOMI TEKNIK

#### 5.1. UMUM

Dalam perencanaan suatu proyek biasanya dihadapkan pada pemilihan alternatif. Pada umumnya setiap pemilihan dari beberapa alternatif didasarkan pada beberapa aspek. Salah satu aspek yang sering digunakan sebagai pertimbangan adalah aspek ekonomi.

Dengan mengetahui besarnya keuntungan yang diperoleh dari hasil biaya yang telah dikeluarkan untuk pembangunan proyek. Kemudian dengan menggunakan kriteria investasi sebagai alat pembantu pembuat keputusan maka diperoleh suatu alternatif yang paling menguntungkan.

#### 5.2. PERHITUNGAN BIAYA PEMBANGUNAN PLTA

Pembiayaan pembangunan PLTA ada 2 macam yaitu biaya awal (modal) dan biaya tahunan yang digunakan untuk pengoperasian/perawatan. Biaya awal terdiri atas biaya yang langsung untuk pembangunan dari pada proyek dan biaya tak langsung seperti biaya tak terduga dan biaya perekayasa.

### 5.2.1. BIAYA LANGSUNG UNTUK PEMBANGUNAN

Biaya pembangunan dalam studi ini diperkirakan dengan membandingkan harga satuan dari semua proyek PLTA di Indonesia. Baik yang sudah operasi, dalam tahap pembangunan ataupun yang masih dalam tahap disain.

Hubungan antara biaya pembangunan pada tiap unit konstruksi dinyatakan dalam rumus-rumus regresi sebagai berikut : (4)

(keterangan : semua cost dalam satuan US \$)

#### 1. Biaya bendung Run of River/weir.

$$CWR = 1200 \times VW^{0,95}$$

dimana :

CWR = Biaya konstruksi bendungan

VW = Volume beton ( $m^3$ )

$$= 11689 \text{ } m^3$$

$$\text{Sehingga } CWR = 1200 \times 11689^{0,95}$$

$$= \text{US \$ } 8,78 \cdot 10^6$$

#### 2. Biaya intake dan sand trap

$$CIN = 300 \times 10^3 \times (D \cdot Q_p/2)^{0,51}$$

dimana :

CIN = Biaya konstruksi intake

D = Diameter intake (m)

$Q_p$  = Debit pembangkitan puncak ( $m^3/dt$ )

Karena pada PLTA Rawalo intakenya berbentuk BOX maka untuk mencari diameter intake digunakan luas ekivalen :

## INTAKE KANAN

$$D = 9,0 \text{ m}$$

$$Qp = 191,67 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\begin{aligned} \text{CIN} &= 300 \times 10^3 (9 \times 191,67/2)^{0,51} \\ &= \text{US \$ } 9,43 \times 10^6 \end{aligned}$$

## INTAKE KANAN

$$D = 8,0 \text{ m}$$

$$Qp = 25 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\begin{aligned} \text{CIN} &= 300 \times 10^3 \times (8,0 \times 25/2)^{0,51} \\ &= \text{US \$ } 3,14 \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Biaya intake total} &= (9,43 + 3,14) \times 10^6 \\ &= \text{US \$ } 12,57 \times 10^6 \end{aligned}$$

## 3. Biaya pipa baja (open air penstock)

$$\text{CSL} = \text{UCL} \times \text{WT}$$

$$\text{WT} = W_1 + W_2$$

$$W_1 = (0,062 + Dp^2 + 0,049 Dp) L_1 \times N$$

$$W_2 = (1,19 \times 10^3 Dp^2 H_2 + 0,049 Dp^2) L_2 \times N$$

dimana :

$$\text{CSL} = \text{Biaya open air penstock}$$

$$\text{UCL} = \text{Harga satuan pipa baja US \$ 4000/ton}$$

$$\text{WT} = \text{Berat total pipa baja (ton)}$$

$$W_1 = \text{Berat pipa baja pada } L_1 \text{ (ton)}$$

$$W_2 = \text{Berat pipa baja pada } L_2 \text{ (ton)}$$



$L_1$  = Panjang pipa penstock yang menggunakan tebal pipa min (m)

$L_2$  = Panjang pipa penstock yang menggunakan tebal pipa yang ditentukan dengan tekanan air (m)

Karena PLTA Rawalo ini termasuk PLTA bertekanan rendah (8,32 m) sehingga tebal pipa penstock menggunakan tebal minimum maka :

$L_1$  = Panjang seluruh penstock

$L_2 = 0$

$W_2 = 0$

$W_T = W_1$

PENSTOCK KANAN :

$L_1 = 22 \text{ m}$

$D_p = 6 \text{ m}$

$W_1 = (0,062 \times 6^2 + 0,049 \times 6) 22 \times 1 = 55,57$

$W_T = W_1 = 55,57 \text{ ton}$

$CSL = 4000 \times 55,57 = \text{US \$ } 0,22 \cdot 10^6$

PENSTOCK KIRI :

$L_1 = 15 \text{ m}$

$D_p = 3 \text{ m}$

$W_1 = (0,062 \times 3^2 + 0,049 \times 3) 15 \times 1 = 10,58$

$W_T = W_1 = 10,58 \text{ ton}$

$CSL = 4000 \times 10,58 = \text{US \$ } 0,04 \cdot 10^6$

Biaya total penstock =  $(0,22 + 0,04) \cdot 10^6 = \text{US \$ } 0,26 \cdot 10^6$

## 4. Biaya powerhouse

$$CHP = CHP_1 + CHP_2$$

$$CHP_1 = 3,9 \times 10^3 \times (P/HEF^{1/2})^{0,71}$$

$$CHP_2 = 6,0 \times 10^3 \times (Q_p \times HEF^{2/3} \times N^{1/2})^{0,85}$$

dimana :

CHP = Biaya konstruksi powerhouse

CHP<sub>1</sub> = Biaya gedung power house

CHP<sub>2</sub> = Biaya pondasi

P = Kapasitas terpasang (KW)

HEF = Tinggi jatuh efektif

Q<sub>p</sub> = Debit pembangkitan puncak

N = Jumlah unit pembangkit

POWERHOUSE KANAN :

$$HEF = 8,32 \text{ M}$$

$$Q_p = 191,67 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$P = 13752,6 \text{ k}$$

$$N = 2$$

$$\begin{aligned} CHP_1 &= 3,9 \times 10^3 \times (13752,60/8,32^{0,5})^{0,71} \\ &= \text{US \$ } 1,59 \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CHP_2 &= 6,0 \times 10^3 \times (191,67 \times 8,32^{2/3} \times 2^{1/2})^{0,85} \\ &= \text{US \$ } 2,33 \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} CHP &= 1,59 \times 10^6 + 2,33 \times 10^6 \\ &= \text{US \$ } 3,92 \times 10^6 \end{aligned}$$

## POWERHOUSE KIRI :

$$HEF = 3,06 \text{ m}$$

$$Qp = 25 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$P = 659,7 \text{ kW}$$

$$N = 1$$

$$\begin{aligned} \text{CHP}_1 &= 3,9 \cdot 10^3 (659,7/3,06^{0,5})^{0,71} \\ &= \text{US \$ } 0,26 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{CHP}_2 &= 6,0 \cdot 10^6 (25 \times 3,06^{2/3} \times 1^{0,5})^{0,85} \\ &= \text{US \$ } 0,17 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

$$\text{CHP} = (0,26 + 0,17) \cdot 10^6 = \text{US \$ } 0,43 \cdot 10^6$$

$$\begin{aligned} \text{Biaya total powerhouse} &= (3,92 + 0,43) \cdot 10^6 \\ &= \text{US \$ } 4,35 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

## 5. Biaya Power Equipment

$$\text{CPE} = 5,9 \times 10^3 \times (P/HEF^{1/2})^{0,9}$$

dimana :

CPE = Biaya power equipment

P = Daya terpasang

HEF = tinggi jatuh efektif

## POWER EQUIPMENT KANAN :

$$P = 13752,6 \text{ kW}$$

$$HEF = 8,32 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{CPE} &= 5,9 \times 10^3 \times (13752,6/8,32^{1/2})^{0,9} \\ &= \text{US \$ } 12,06 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

## POWER EQUIPMENT KIRI

$$P = 659,7 \text{ kW}$$

$$HEF = 3,06 \text{ m}$$

$$CPE = 5,9 \cdot 10^3 (659,7/3,06^{0,5})^{0,2} = \text{US \$ } 1,23 \cdot 10^6$$

$$\begin{aligned} \text{Biaya total power equipment} &= (12,06 + 1,23) \cdot 10^6 \\ &= \text{US \$ } 13,29 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

## 6. Biaya pembebasan tanah

$$CLR = 1,06 \times RA \times UPHA$$

dimana :

$$CLR = \text{Biaya pembebasan tanah}$$

$$A = \text{Luas tanah yang dibebaskan (Ha)}$$

$$UPHA = \text{Harga satuan per Ha} = \text{US \$ } 1000/\text{Ha}$$

Pembebasan tanah untuk keperluan :

1. Daerah genangan diperkirakan  $\pm 5 \text{ Ha}$
2. Quarry, crushing plant, base camp, daerah konstruksi  
 $\pm 2 \text{ Ha}$  (sumber :2)

$$CLR = 1,06 \times 7 \times 1000 = \text{US \$ } 7,42 \cdot 10^3$$

## 8. Biaya jaringan transmisi

$$CTR = TL \times FC \times 13 \times 10^3$$

dimana :

$$CTR = \text{Biaya transmisi}$$

$$TL = \text{Panjang jaringan transmisi}$$

$$\begin{aligned} FC &= \text{Compensation koefisien Index cost 70 ke} \\ &\quad 150 \text{ KV} \end{aligned}$$

PLTA Rawalo direncanakan menggunakan jaringan transmisi dari powerhouse ke sub stasiun Rawalo sepanjang  $\pm 5$  km dengan voltage 150 kV ( $F_c = 1$ )

$$\begin{aligned} \text{CTR} &= 55 \times 1 \times 13 \times 10^3 \\ &= \text{US \$ } 6,5 \times 10^6 \end{aligned}$$

Jadi biaya langsung untuk konstruksi adalah jumlah biaya dari masing-masing konstruksi (part 1 - 7) yaitu = US \$ 39,32  $10^6$

#### 5.2.2. BIAYA TAK LANGSUNG

Biaya tak langsung terdiri dari :

1. Biaya tak terduga yang dimaksudkan untuk menyediakan persiapan biaya yang mungkin membengkak/bertambah tapi belum diketahui pada saat awal pembangunan dan biasanya diambil 15% dari biaya pembangunan yaitu :  $15\% \times 39,32 \times 10^6$   
 $= \text{US \$ } 5,90 \times 10^6$
2. Biaya perekayasaan yang dimaksudkan untuk survey lapangan pembuatan laporan, konsultan, perancangan terinci, dan pengawasan teknik selama konstruksi dan biasanya diambil 10% dari biaya pembangunan dan biaya tak terduga yaitu :  
 $10\% (39,32 + 5,90) \times 10^6 = \text{US \$ } 4,52 \times 10^6$

Jadi biaya tak langsung =  $(5,9 + 4,52) \times 10^6 = \text{US \$ } 10,42 \times 10^6$ .

Biaya awal (modal) PLTA Rawalo adalah jumlah dari biaya langsung dan tak langsung =  $(39,32 + 10,42) \times 10^6 = \text{US \$ } 49,74 \times 10^6$ .

Semua harga satuan diatas adalah harga pada tahun 1983. Untuk menemukan harga nyata pada tahun dasar yang ditentukan harus dikalikan dengan faktor eskalasi (gambar 5.2.1 dan tabel 5.2.1).

PLTA Rawalo direncanakan dibangun pada tahun 1991, maka harga  $x$  (tahun) pada gambar 5.2.1 :  $1991 - 1971 = 20$  tahun sedangkan indeks harga

$$Y = 28,73 - 7,79 \times 20 = 184,53 \text{ sehingga besarnya faktor eskalasi dari tabel 5.2.1} = \frac{184,53}{122} = 1,51$$

Jadi biaya awal PLTA Rawalo pada tahun dasar 1991 :

$$= 49,74 \times 10^6 \times 1,51 = \text{US \$ } 75,11 \times 10^6$$

Sedangkan biaya tahunan yang harus dikeluarkan pada suatu proyek PLTA adalah untuk pengoperasian dan perawatan (O/M). Perkiraan biaya O/M dapat diperkirakan sebesar 1% dari biaya awal yaitu :

$$= 1\% \times 75,11 \times 10^6 = \text{US \$ } 0,75 \times 10^6$$

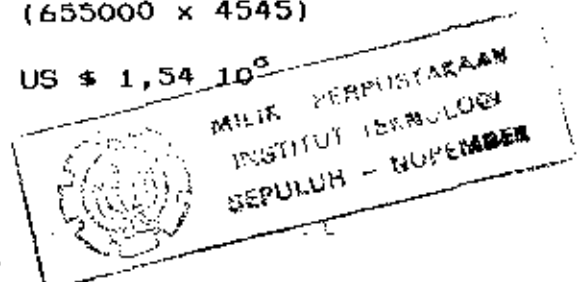
#### BIAYA PENGEMBANGAN DAERAH IRIGASI :

Dalam menghitung biaya pengembangan daerah irigasi digunakan data-data dari Proyek Irigasi Serayu Gambarsari (PISG)

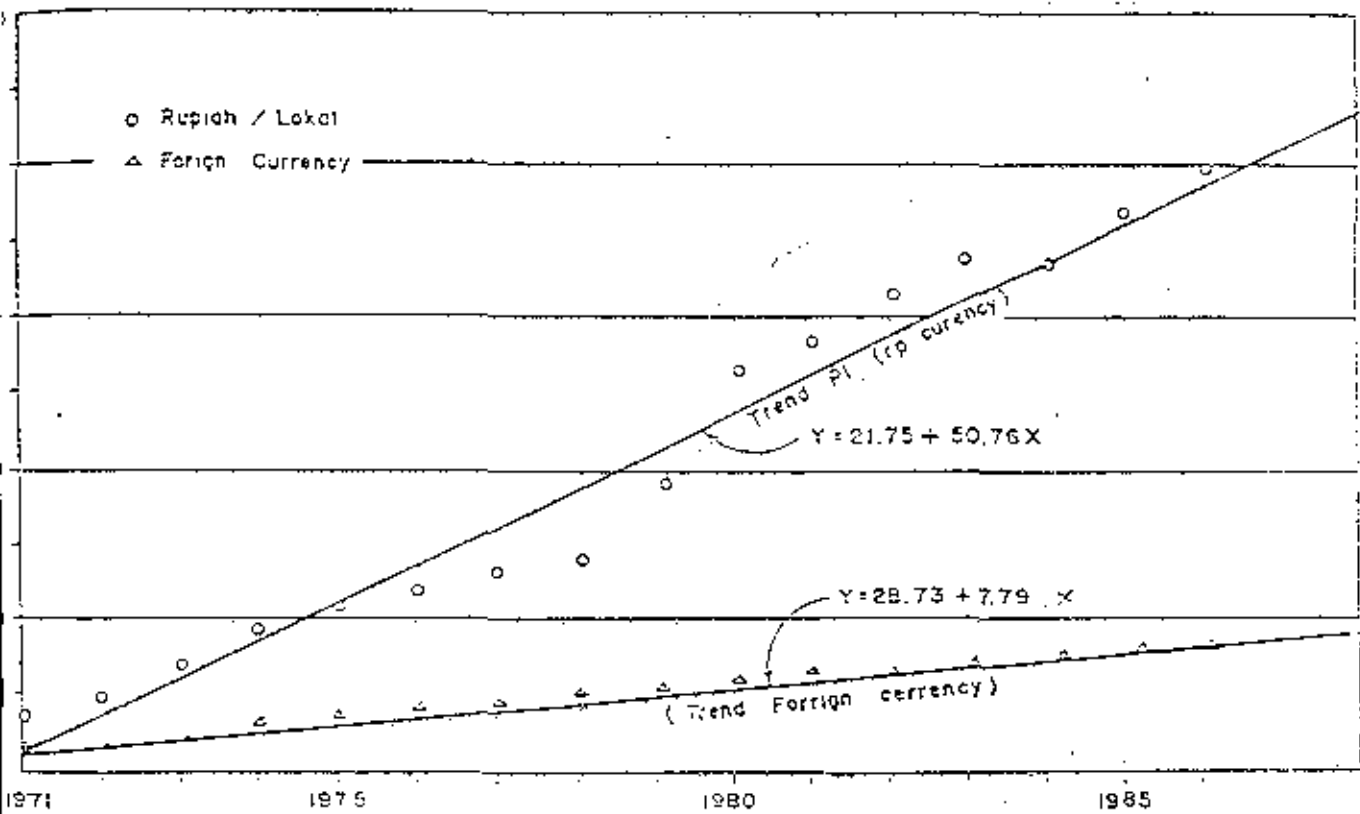
- Luas daerah irigasi dengan penmgambilan pompa = 18667 Ha
- Luas daerah irigasi yang diharapkan dengan digantinya pompa dengan bendung gerak = 23212
- Jadi luas pengembangan daerah irigasi =  $23212 - 18667$   
 $= 4545 \text{ Ha}$
- Harga satuan untuk pengembangan daerah irigasi =  
 $\text{Rp } 655.000/\text{ha}$

Jadi biaya pengembangan daerah irigasi =  $(655000 \times 4545)$

$$= \text{Rp } 2,98 \times 10^9 = \text{US \$ } 1,54 \times 10^6$$



## GAMBAR 5.2.1

GAMBAR ANALISA TREND UNTUK  
PRICE INDEK LOKAL & FOREIGN CURRENCY

TABEL 5.2.1. Data index harga dan faktor eskalasi

Year of estimate	Rupiah Currency		Foreign Currency	
	Price Index /1	Esca. Factor	Price Index /2	Esca. Factor
	(1972=100)		(1980=100)	
1971	87	7.84	32.9	3.70
72	100	6.82	36.4	3.35
73	125	5.05	43.6	2.79
1974	194	3.52	54.5	2.24
75	207	3.29	62.9	1.94
76	130	2.97	64.0	1.91
77	251	2.72	69.0	1.77
78	272	2.51	80.0	1.53
79	392	1.74	90.6	1.35
1980	509	1.34	100	1.22
81	563	1.21	108 <sup>/3</sup>	1.13
82	620	1.10	117 <sup>/3</sup>	1.04
1983	682 <sup>/3</sup>	1.00	122 <sup>/3</sup>	1.00

Ref : /1 Biro Pusat Statistik, Indikator Ekonomi.

/2 International Price Index 1955 - 1990, IERD, Jan.80

/3 Estimated by the Study 5-10% escalation rates assumed.



### 5.3. PERHITUNGAN ARUS BIAYA

Besarnya biaya awal PLTA Rawalo sebesar US \$ 75,11  $10^6$  dan biaya pengembangan daerah irigasi sebesar US \$ 1,54  $10^6$ . Dalam pelaksanaan, total biaya pembangunan ini tidak dikeluarkan serentak akan tetapi menggunakan jadwal pengeluaran biaya pelaksanaan. Besarnya biaya pelaksanaan setiap tahun dihitung berdasarkan rencana pekerjaan yang dilaksanakan pada tahun yang bersangkutan.

Dalam studi ini jadwal pengeluaran biaya pelaksanaan selama 5 tahun, besarnya setiap tahun dinyatakan dalam prosen dari biaya total awal. untuk setiap tahunnya diperkirakan sebagai berikut :(3)

TABEL 5.3.1 :JADWAL PENGELUARAN BIAYA PEMBANGUNAN PLTA RAWALO

Tahun ke	Prosentase (%)	Pengeluaran Biaya ( $10^8$ US\$)
1	15	11,5
2	25	19,16
3	30	22,99
4	20	15,33
5	10	7,67

### 5.4. PERHITUNGAN KEUNTUNGAN

Dengan dibangunnya proyek PLTA Rawalo ini maka diharapkan memperoleh bermacam-macam keuntungan, baik keuntungan yang dapat diukur dengan uang maupun tidak. Dalam studi ini keuntungan yang dapat diukur dengan uang saja yang dihitung, yaitu keuntungan yang diperoleh dari :

- Daya terpasang
- Energi listrik
- Digantinya pompa irigasi dengan bendung gerak
- Pertanian

Untuk memperkirakan keuntungan dari daya terpasang dan energi listrik dipilih alternatif pembangkitan gas turbin dengan kapasitas terpasang 15 MW (3).

Besarnya keuntungan setiap unit dihitung sebagai berikut :

#### 1. KEUNTUNGAN DAYA TERPASANG

Biaya konstruksi	: US \$ 620 per kW
Biaya O & M per tahun	: 2,5% biaya konstruksi
Umur ekonomis	: 25 tahun
Laju penyusutan	: 12%
Faktor pengembalian modal	: $\frac{i (1 + i)^n}{(1 + i)^n - 1} = 0,1275$

Faktor penyesuaian GAS TURBIN ke PLTA :

Faktor kehilangan	PLTA	PLTU
Kehilangan pada transmisi	5,0	1,0
Auxiliary power use	0,3	5,0
Forced outage	0,5	7,0
Overhaul	2,0	8,0

Jadi besar faktor penyesuaian kapasitas adalah sebagai berikut :

$$= \frac{(1-0,05) (1-0,003) (1-0,005) (1-0,02)}{(1-0,01) (1-0,05) (1-0,07) (1-0,08)} = 1,148$$

Harga kapasitas :

$$= 620 \times (0,1275 + 0,025) \times 1,148 = 108,54 \text{ US \$/kW}$$

Jadi keuntungan dari daya terpasang :

$$= (13752,6 + 659,7) \times 108,54 = \text{US \$ } 1,56 \cdot 10^6$$

## 2. KEUNTUNGAN ENERGI LISTRIK (US \$/kWh)

Harga satuan bahan bakar : 310 US \$/t

Kadar kandungan kalori : 10800 kcal/kg

Effisiensi thermal : 30%

Biaya O & M : 3,0% dari harga satuan bahan bakar

Faktor penyesuaian :  $\frac{(1-0,003)(1-0,05)}{(1-0,05)(1-0,01)} = 1,007$

Harga energi :

= Harga satuan bahan bakar  $\times (1 + 0,03) \times 1,007$

=  $\frac{310}{1000 \times 10800} \frac{\text{US \$}}{\text{kcal}} \times \frac{860}{0,30} \times \frac{\text{kcal}}{\text{kWh}} \times 1,03 \times 1,007$

= 0,085 US \$/kWh

Jadi keuntungan dari energi listrik =  $(36135 + 4045,5) 10^3 \times 0,085$   
 = US \$ 3,42  $10^6$

## 3. KEUNTUNGAN DARI DIGANTINYA POMPA IRIGASI DENGAN BENDUNG

Dengan dibangunnya bendung gerak untuk PLTA Rawalo, maka diharapkan kebutuhan air irigasi untuk daerah irigasi Gambarsari dan Pesangrahan serta Kebasen yang selama ini diambil dengan pompa dari sungai Serayu digantikan fungsinya oleh bendung gerak. Dengan demikian biaya yang dikeluarkan untuk pengoperasian dan perawatan pompa sebelum adanya bendung gerak merupakan keuntungan bagi adanya bendung gerak.

Mengenai data-data pompa yang digunakan untuk pengambilan air irigasi pada proyek irigasi Serayu Gambarsari (PISG) sebagai berikut : (7)

## \* Kebutuhan energi :

- elevasi kebutuhan muka air irigasi = + 12,60 m
- elevasi muka air sungai rata-rata = + 6,00 m
- Tinggi tekan yang dibutuhkan =  $12,6 - 6,0 = 6,6$  m
- Debit pompa =  $30 \text{ m}^3/\text{dt}$

$$\text{Kebutuhan daya pompa} = \frac{9,8 \cdot Q \cdot h}{\eta} = \frac{9,8 \times 30 \times 6,6}{0,75} = 2587,2 \text{ kW}$$

$$\text{Kebutuhan energi tahunan} = 2587,2 \times 24 \times 365 = 22663872 \text{ kWh.}$$

## \* Biaya investasi pengoperasian dan perawatan (O/M)

- harga energi = 0,085/kWh
- biaya energi =  $0,085 \times 22663872 = \text{US \$ } 1,93 \cdot 10^6$

Untuk plant faktor = 0,5

- kapasitas pompa =  $P/PF = 2587,2/0,5 = 5174,4 \text{ kW}$
- harga satuan pompa = 322 US \$/kW
- biaya investasi pompa =  $322 \times 5174,4 = \text{US \$ } 1,67 \cdot 10^6$
- biaya perawatan 2% dari biaya investasi =  $2\% \times 1,67 \cdot 10^6$   
 $= \text{US \$ } 0,03 \cdot 10^6$

Jadi biaya operasi dan perawatan pompa/tahun :

$$= (1,93 + 0,03) \cdot 10^6 = \text{US \$ } 1,96 \cdot 10^6$$

Jadi keuntungan dari digantinya pompa dengan bendung gerak sama dengan biaya yang dikeluarkan untuk pengoperasian perawatan pompa per tahun =  $\text{US \$ } 1,96 \cdot 10^6$



#### 4. KEUNTUNGAN DARI PERTANIAN

Untuk menghitung keuntungan dari pertanian ini digunakan data-data dari proyek irigasi serayu Gambarsari (PISG) sebagai berikut : (7)

Keuntungan hanya dihitung dari hasil panen padi 2 kali/tahun sedangkan keuntungan dari palawija tidak diperhitungkan karena tidak menentu.

\* Pengambilan dengan pompa :

- luas daerah irigasi = 18.667 Ha
- produksi padi rata-rata = 4,90 t/ha
- biaya produksi rata-rata = Rp 310.000/ha
- biaya O/M tahunan =Rp 33.268/ha

$$\begin{aligned}\text{Harga jual produksi padi/th} &= \text{Rp } 250 \times 1000 \times 4,9 \times 18667 \times 2 \\ &= \text{Rp } 45,73 \times 10^9\end{aligned}$$

$$\text{biaya produksi padi/th} = \text{Rp}(310.000+33268) \times 18667 = \text{Rp } 12,19 \times 10^9$$

$$\text{Keuntungan} = \text{Rp } (45,73 - 12,19) \times 10^9 = \text{Rp } 33,54 \times 10^9$$

\* Pengambilan dengan bendung gerak :

- luas daerah irigasi = 23212 ha
- produksi padi rata-rata = 5,8 t/ha
- biaya produksi rata-rata = Rp 310.000/ha
- biaya O/M tahunan = Rp 33.268/ha

$$\begin{aligned}\text{Harga jual produksi padi/th} &= \text{Rp } 250 \times 1000 \times 5,8 \times 23212 \times 2 \\ &= \text{Rp } 67,31 \times 10^9\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Biaya produksi padi/th} &= \text{Rp } (310.000 + 33.286 ) \times 23212 \\ &= \text{Rp } 15,16 \times 10^9\end{aligned}$$

$$\text{Keuntungan} = \text{Rp } (67,31 - 15,16) \times 10^9 = \text{Rp } 52,15 \times 10^9$$

Jadi peningkatan keuntungan dari pertanian dengan adanya bendung gerak :

$$= \text{Rp } 52,15 - 33,54) 10^9$$

$$= \text{Rp } 18,61 10^9 = \text{US \$ } 9,64 10^6$$

Besarnya keuntungan proyek PLTA Rawalo per tahun adalah :

$$B_r = B_{DL} + B_{EL} + B_{pm} + B_{pr}$$

dimana :

$B_r$  = total keuntungan per tahun (US \$).

$B_{DL}$  = keuntungan daya listrik (US \$)

$B_{EL}$  = keuntungan energi listrik (US \$)

$B_{pm}$  = keuntungan dari pompa

$B_{pr}$  = keuntungan dari pertanian

$$B_r = (1,56 + 3,42 + 1,96 + 9,64) 10^6$$

$$= \text{US \$ } 16,58 10^6$$

Sedangkan besarnya keuntungan bersih dalam satu tahun :

$$B_n = B_r - C_r$$

dimana :

$B_n$  = keuntungan bersih per tahun (US \$)

$B_r$  = keuntungan total per tahun

$C_r$  = biaya tahunan PLTA

$$B_n = (16,58 - 0,75) 10^6 = \text{US \$ } 15,83 10^6$$

### 5.5. KRITERIA INVESTASI YANG DIGUNAKAN

Dalam rangka menentukan suatu proyek menguntungkan atau tidak ditinjau dari aspek ekonomis, telah dikembangkan berbagai indeks. Indeks-indeks tersebut disebut kriteria investasi.(10)

Dalam studi ini, untuk menentukan proyek menguntungkan atau tidak digunakan kriteria investasi yang umum digunakan :

#### 1. Benefit Cost Ratio (BCR)

BCR adalah angka perbandingan antara keuntungan (benefit) dan biaya (cost), jika BCR lebih besar dari 1 maka alternatif proyek menguntungkan. Jika BCR lebih kecil dari 1 maka alternatif proyek tidak menguntungkan.

#### 2. Internal Rate of Return (IRR)

IRR atau tingkat pengembalian adalah angka laju penyusutan/discount rate ( $i$ ) yang menjadikan nilai sekarang dari biaya sama dengan keuntungan ( $NPW = 0$ ). Jika IRR lebih besar dari pada angka laju penyusutan yang dipergunakan dalam perhitungan maka proyek menguntungkan, jika IRR lebih kecil dari pada angka laju penyusutan yang dipergunakan dalam perhitungan maka proyek tidak menguntungkan.

Untuk dapat menentukan proyek menguntungkan atau tidak berdasarkan kriteria diatas maka suku bunga/discount rate yang digunakan 10%, 12%, 16%.

### 5.5.1. PERHITUNGAN BCR DAN IRR

Dalam perhitungan ini, semua biaya dan keuntungan selama umur proyek dijadikan nilai sekarang (present worth).

Rumus dasar yang digunakan dalam perhitungan nilai sekarang adalah :(12)

$$1. P = \frac{F}{(1 + i)^n}$$

$$2. P = \frac{(1 + i)^n - 1}{i (1 + i)^n} \times A$$

dimana :

P = nilai uang sekarang

F = nilai uang pada n tahun yang akan datang

i = nilai suku bunga per tahun

n = jumlah tahun

A = menunjukkan suatu seri pembayaran atau penerimaan yang uniform pada akhir setiap waktu untuk terus menerus sampai waktu yang ke n.

Untuk menghitung BCR, besarnya nilai uang sekarang dari biaya dihitung dengan persamaan 1. Sedangkan untuk keuntungan selama umur ekonomis proyek 50 tahun dihitung dengan persamaan 2. Setelah itu menggunakan persamaan 1 dengan n = 5 tahun.

Untuk menghitung IRR, lebih dulu dicari nilai sekarang netto (NPW) yaitu selisih nilai sekarang dari arus keuntungan dan nilai sekarang dari arus biaya. Oleh karena IRR sama dengan discount



rate yang menghasilkan NPW = 0 maka IRR terletak antara discount rate (i) yang menghasilkan NPW positif dan NPW negatif. IRR bisa dihitung dengan persamaan interpolasi sebagai berikut :(10)

$$IRR = i' + \frac{NPW'}{(NPW' - NPW'')} \times (i'' - i')$$

dimana :

IRR = tingkat bunga yang menghasilkan NPW = 0

i' = tingkat bunga yang menghasilkan NPW positif

i'' = tingkat bunga yang menghasilkan NPW negatif

NPW' = NPW yang positif

NPW'' = NPW yang negatif

Jalannya perhitungan :

1. Kolom 2 besarnya biaya pembangunan proyek pada tahun 1 sampai dengan 5
2. Kolom 3 keuntungan proyek per tahun
3. Kolom 4,5 dan 6 nilai sekarang biaya dengan tingkat bunga 10%, 12, 16% diperoleh dengan persamaan 1.
4. Kolom 7, 8, dan 9 nilai sekarang keuntungan proyek selama umur ekonomis proyek dengan tingkat bunga 10%, 12%, 16% yang diperoleh dengan persamaan 2 untuk tahun ke 6, kemudian dengan persamaan 1 untuk nilai sekarang.

Hasil perhitungan BCR dari IRR untuk proyek PLTA Rawalo disajikan dalam tabel 5.5.1.

TABEL 5.5.1. : PERHITUNGAN BCR DAN IRR PLTA RAWALO

TAHUN	BIAYA (US \$ 10 <sup>6</sup> )	KEUNTUNGAN (US \$ 10 <sup>6</sup> )	NILAI SEKARANG BIAYA DENGAN TINGKAT BUNGA			NILAI SEKARANG KEUNT. DENGAN TINGKAT BUNGA		
			10%	12%	16%	10%	12%	16%
1	11,50	-	10,45	10,27	9,91	-	-	-
2	19,16	-	15,63	15,27	14,24	-	-	-
3	22,99	-	17,27	16,36	14,73	-	-	-
4	15,33	-	10,47	9,74	8,47	-	-	-
5	7,67	-	4,76	4,35	3,65	-	-	-
6 s/d 35	-	15,83	-	-	-	97,45	74,59	47,06
TOTAL			58,78	55,99	51,00	97,45	74,59	47,06

$$i = 10\% \text{ ----- BCR} = 97,45/58,78 = 1,66$$

$$i = 12\% \text{ ----- BCR} = 74,59/55,99 = 1,33$$

$$i = 16\% \text{ ----- BCR} = 47,06/51,00 = 0,92$$

$$i = 10\% \text{ ----- NPV} = 97,45-58,78 = 38,67$$

$$i = 12\% \text{ ----- NPV} = 74,59-55,99 = 18,6$$

$$i = 16\% \text{ ----- NPV} = 47,06-51,00 = -3,92$$

$$IRR = 10\% + (38,67/(38,67-(-3,92))) \times (16 - 10) = 15,45$$

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN PENUTUP

#### 6.1. KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat dapat diambil kesimpulan :

##### 1. HIDROLOGI

- Luas daerah aliran sungai :  $3057 \text{ km}^2$
- Hujan tahunan rata-rata :  $3545 \text{ mm}$
- Rata-rata run of :  $184,3 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Debit andalan 97,3% :  $10 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Debit banjir 100 tahun :  $2803,83 \text{ m}^3/\text{dt}$

##### 2.FASILITAS PEMBANGKIT

- Dam/sluideway :

Type : beton bertulang dengan pintu

Elevasi ambang : + 6,00

Elevasi puncak pintu : + 16,00

- Penstock

	Kanan	Kiri
Type :	open air	open air
Diameter :	6,60 m	3,00 m
Panjang :	22 m	15 m

## - Power station

	kanan	kiri
Type :	open air	open air
Dimensi		
- lebar :	25 m	18 m
- panjang :	50 m	20 m
- tinggi :	30,2 m	25,8 m

## - Turbin

	Kanan	Kiri
Type :	Kaplan	Kaplan
Jumlah unit :	2	1
Output :	7267 kW	697 kW
Kecepatan :	125 Rpm	136 Rpm

## 3. UNTUK PENGOPERASIAN PLTA RAWALO DIPEROLEH

	Kanan	Kiri
- Debit dasar ( $m^3/dt$ ) :	0	10
- Debit pembangkit max ( $m^3/dt$ ) :	191,67	25
- Tampungan efektif ( $m^3$ ) :	$7,14 \cdot 10^6$	$7,14 \cdot 10^6$
- Elevasi intake (m) :	7,0	7,0
- Tinggi muka air operasi min (m) :	12,0	12,0
- Tinggi muka air operasi max (m) :	16,0	16,0
- Tail water level (m) :	6,00	12,60
- Head (m) :	8,32	3,06

#### 4. POWER DAN PRODUKSI ENERGI

	Kanan	Kiri
- Kapasitas dasar :	0 MW	0,2639 MW
- Kapasitas terpasang :	13,75 MW	0,6597 MW
- Energi tahunan		
- energi primer :	0 MWh	2311,8 MWh
- energi sekunder :	72270 MWh	3467,4 MWh

#### 5. DARI HASIL ANALISA EKONOMI TEKNIK DIPEROLEH

- Biaya (cost)	: US \$ 55,99 $10^6$
- Keuntungan (benefit)	: US \$ 74,59 $10^6$
- Suku bunga	: 12%
- BCR	: 1,33
- IRR	: 15,45

6. Berdasarkan dari segi teknis dan analisa ekonomi proyek PLTA Rawalo ini menguntungkan dan bisa dilanjutkan studi yang lebih rinci (studi kelayakan) untuk menentukan "ya" atau "tidak" nya proyek dilanjutkan pembangunannya.

## 6.2. PENUTUP

Demikian laporan tugas akhir ini yang berjudul " Studi Potensi Sungai Serayu untuk PLTA Rawalo " yng dapat penyusun sajikan, semoga dapat bermanfaat bagi pembaca terutama rekan-rekan mahasiswa teknik sipil. Penyusun menyadari bahwa laporan tugas akhir ini masih banyak kekurangannya.

Pada kesempatan ini pula sekali lagi selaku penyusun mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah memberikan bantuan baik moril maupun materiil hingga terwujudnya laporan tugas akhir ini.

Akhir kata penyusun panjatkan puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa, semoga kita semua mendapatkan taufik dan hidayahnya dalam menjalankan hidup ini. Amin.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Anonymous, Design Criteria and Cost Estimate for 3<sup>rd</sup> Screening Evaluasi, Nippon Koei, Co, Ltd Tokyo 1984
2. Anonymous, Pre Feasibility Study for Twenty One Hydropower Schemes Package III, Wiratman & associates Jakarta 1986
3. Anonymous, Guidance on pre feasibility studi of hidropower schemes, Nippon Koei Co Ltd, Tokyo 1984
4. Anonymous, Kriteria Perencanaan Proyek PLTA Tahap Pre feasibility Study, volume 1, PT Indra Karya Consulting Engineer, Jakarta 1985
5. Anonymous, Lecture on Design of Hydropower Electric, New Jec, Tokyo 1984
6. Anonymous, Text Book on Planning and Design of Hydropower Station, Tokyo Electric Power Service Co Ltd, Tokyo 1983
7. Anonymous, Water Budget Study on Serayu Barrage and Ijo Tipan Drainage, Bceom, Jakarta 1988
8. Arismunandar dkk, Teknik Tenaga Listrik, Jilid I, PT Pradnya paramita, Jakarta 1975
9. CD Soemarto, Hidrologi Teknik, Usaha Nasional Surabaya 1987
10. E. Paul De Garwo et al, Engineering Economy 7<sup>th</sup> ed Macmillan Publishing Company, New York 1984
11. Mochammad Memed, Konstruksi Cara-cara untuk mengurangi angkutan sedimen yang akan masuk ke intake dan saluran pengairan, DPMA Bandung 1981

12. Nadjadji Anwar, Rekayasa Pengembangan Sumber Daya Air, PT Kartika Yudha, Surabaya 1986
13. Subrahmanya K, Engineering Hydrology, Tata Mc Graw Hill Publishing Company Limited, New Delhi 1984
14. Sri Harto BR, Mengenal Dasar Hidrologi Terapan, KMTS, UGM, Yogyakarta 1981
15. Vorshney RS, Hydro Power Structur, Nem Chand T Bras Roorkee, India 1977
16. Ven Te Chow, Open Channel Hydraulics, terjemahan oleh Suyatman, Mc Graw Hill. Inc, 1959
17. Warnick C C, Hydro Power Engineering, Prentic Hall Inc, New Jersey 1984.